



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

**“REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE QUEBRADA NEGRA
APLICANDO POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS DE CARBONO
(CFRP), EN EL ACCESO A LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA POTRERO -
CENTRO POBLADO AGUAS CALIENTES - DISTRITO EDUARDO
VILLANUEVA - PROVINCIA DE SAN MARCOS - CAJAMARCA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

Presentada por el Bachiller:

QUIROZ SALDAÑA, JUAN RIVELINO

Cajamarca – Perú

2017

Dedicatoria A:

Al Creador de la vida.

A esa energía que fluye dentro de todo ser, y que percibo desde su totalidad, lo que me ha permitido llegar hasta este punto, sin lugar a dudas, haberme dado salud para concretar estos objetivos, y que cada día además me muestra su infinita bondad y amor.

A mis Padres.

Por su apoyado en cada una de las ideas sensata y desquiciada por las que he sido tentado, por su perseverancia y motivación, que ha permitido ser una persona de bien creo, pero más que nada, por su amor.

A mis hijos.

Por su presencia y compañía en mi vida, porque son el motor de todo cuanto emprendo, porque la vida y sus retos no significarían nada sin ellos, y por su amor.

Juan

AGRADECIMIENTO

A mis maestros.

Aquellos que permitieron evolucionar en este nuevo reto, en este nuevo campo de la Ingeniería, por su gran apoyo y motivación para la culminación de esta ingeniería y la culminación de la presente tesis; y con mención especial en mi amigo el Ing. Julio Huamán Iturbe.

EL Autor

INDICE

INTRODUCCIÓN	xi
I. CAPITULO: Planteamiento del problema	1
1.1. Descripción de la realidad problemática	1
1.1.1. Tiempo de servicio y deterioro.	2
1.1.2. Aumento de tránsito.	2
1.1.3. Mantenimiento y reforzamiento de la seguridad del puente.....	2
1.2. Necesidad de puentes nuevos.	2
1.3. Delimitación de la investigación	3
1.3.1. Delimitación espacial:	3
1.3.2. Delimitación social:	3
1.3.3. Delimitación temporal:	4
1.3.4. Delimitación conceptual:.....	4
1.4. Problema de investigación.....	4
1.4.1. Problema principal	4
1.4.2. Problemas secundarios	4
1.5. Objetivos de la investigación	5
1.5.1. Objetivo general:	5
1.5.2. Objetivos específicos:.....	5
1.6. Justificación e importancia de la investigación	5
1.6.1. Justificación:	5
II. CAPÍTULO: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes del problema	7
2.2. Bases teóricas	12
2.3. Hipótesis Y Variables.....	79
III. CAPITULO: PRESENTACIÓN, ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	81
3.1. DISEÑO DEL PUENTE QUEBRADA NEGRA	81
3.2. Estructuración del puente Quebrada Negra.....	81
IV. CAPITULO: CALCULO DEL REFORzAMIENTO DEL PUENTE CON CFRP	105
4.1. Calculo De La Flecha Máxima	105
4.2. Calculo De La Flecha Máxima A Más De 5 Años	107
4.3. Calculo del Momento de Inercia de la Sección Fisurada:	112
4.4. Calculo del Momento de la sección Fisurada Promedio.....	113
4.5. Calculo del Momento de inercia Efectiva	114

4.6.	Calculo de la Deflexión Diferida.....	114
V.	Modelamiento Del Puente Quebrada Negra Por el Método de Elementos Finitos, usando CSI Bridget vs 2016.....	118
5.1.	Definimos el Puente en el Software, Punte de un solo carril que descanza en dos estribos, un punto fijo y un punto movil	118
5.2.	Definir Carril.....	118
5.3.	Definimos materiales.....	119
5.4.	Definimos la sección del puente.....	121
5.5.	Definimos la Sub Estructura.....	122
5.6.	Definios tipo de suelo de fundación (Suelo Intermedio De 1.9 Entonces El Balasto Seria 3820 Tn/M3)	125
5.7.	Definir Cargas Vehiculares	126
5.8.	Definir cargas adicionales	126
5.9.	Combinar Carga De Camiones.	127
5.10.	Definir Tipos De Cargas Lineales, De Superficie.Etc.....	128
5.11.	Asignar Cargas De Baranda.....	129
5.12.	Definir La Carga Peatonal (0.36 Tn/M2)	130
5.13.	Definir La Carga Vereda (0.6x0.6*0.2*2.4=0.17tn/M2).....	132
5.14.	Asignar Cargas De Vereda.....	133
5.15.	Corregir Los Factores De Reducción Por Carriles.....	133
5.16.	Correr Analisis.....	134
5.17.	Verifiacion de la flecha máximapor cargas de Servicio.	134
5.18.	Verifiacion de la flecha por combinación de cargas - especificaciones de la AASHTO	135
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	136
	Referencias bibliográficas	138
	Anexo 1. Matriz de consistencia	141
	Anexo 2. Planos de Diseño	142

INDICE DE FIGURAS

FIGURAS	Pag.
Figura 1. Vistas generales de un puente	16
Figura 2. Vista de sección transversal de un puente	19
Figura 3. Aceras peatonales	20
Figura 4. Aceras peatonales	21
Figura 5. Baranda peatonal típica	22
Figura 6. Baranda vehicular típica	23
Figura 7. Losa de transición armada	23
Figura 8. Drenaje de puente	24
Figura 9. Gálibo de un puente	25
Figura 10. Junta de dilatación	26
Figura 11. Camión de diseño	28
Figura 12. Tandem de diseño	28
Figura 13. Fuerzas de diseño vert. Y horiz. Uniformemente distribuidos	33
Figura 14. Mapa de distribución de isoaceleraciones	41
Figura 15. Combinaciones de carga y factores de carga	50
Figura 16. Factores de carga para cargas permanentes	50
Figura 17. Propiedades típicas de un sistema FRP en tensión	56
Figura 18. Detalle de especímenes	58
Figura 19. Cálculos teóricos para evaluar la resistencia nominal	59
Figura 20. Esquema de ensayos	60
Figura 21. Gráfico P-d *carga – deformación	61
Figura 22. Comparación de resultados	61
Figura 23. Falla por delaminación extrema	62
Figura 24. Falla por fractura del sistema FRP en la zona central	63
Figura 25. Esquema general para encontrar la resistencia por flexión	64
Figura 26. Vigas simplemente apoyadas	66
Figura 27. Refuerzo de FRP en vigas continuas	66
Figura 28. Esquema de refuerzos 03 sistemas aparent equivalentes	67
Figura 29. Esquema de anclajes de CFRP (anchors) para vigas	68

Figura 30. Ejemplos de aplicación manual de materiales FRP	71
Figura 31. Ejemplos de aplicación manual de materiales FRP	71
Figura 32. Plano de puente quebrada negra – plano topográfico	81

INDICE DE TABLAS

TABLAS	Pág.
Tabla 1. Densidades	27
Tabla 2. Factor de presencia múltiple	29
Tabla 3. Incremento de carga dinámica, IM	30
Tabla 4. Fuerzas de diseño para barandas	32
Tabla 5. Coeficiente de arrastre	34
Tabla 6. Coeficiente de arrastre lateral	35
Tabla 7. Valores de V_o y Z_o	36
Tabla 8. Presiones básicas de P_B correspondientes a $V_B = 160\text{km/h}$	36
Tabla 9. P_B para diferentes ángulos de ataque ($V_B = 160\text{km/h}$)	37
Tabla 10. Componentes de viento sobre la sobrecarga viva	38
Tabla 11. Valores de las constantes C , z_o	39
Tabla 12. Presiones básicas correspondientes a 100km/h	40
Tabla 13. Zonas sísmicas	42
Tabla 14. Coeficientes de sitio	42
Tabla 15. Factores de modificación de respuesta R – Subestructura	44
Tabla 16. Factores de modificación de respuesta R – Conexión	44
Tabla 17. Rangos de temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	45
Tabla 18. Temperaturas que definen los gradientes ($^{\circ}\text{C}$)	45
Tabla 19. Propiedades mecánicas típicas de las fibras utilizadas en FRP	69
Tabla 20. Matriz de Consistencia	141

RESUMEN

La presente investigación está desarrollada, con la intención de indagar y estudiar, el campo de la utilización de materiales compuestos, como Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono (PRFC), y su uso en la construcción, reforzamiento y mantenimiento de obras de infraestructura, además se motiva, en la base de convertirse en un documento de consulta para el desarrollo de otros trabajos de investigación, que sirva de apoyo en la consecución de futuros proyectos académicos.

El Polímero Reforzado con Fibra de Carbono y su uso para reforzar puentes, seguramente, a nuestro entender se convertirá en el método más usado, ya que asegura una considerable mejora en la capacidad de resistencia y alarga la vida útil de los mismos.

Palabras clave: Puente, reforzamiento, fibra de carbono, resistencia, materiales compuestos.

ABSTRACT

This research is developed with the intention to investigate and study the field of use of composite materials such as polymers Reinforced with carbon fiber (CFRP), and its use in building, strengthening and maintenance of infrastructure, as well it is encouraged, at the base of becoming a consultation document for the development of other research, which will support in achieving future academic projects.

Polymer Fiber Reinforced Carbon and its use to strengthen bridges, surely we believe will become the most widely used method because it ensures a considerable improvement in resilience and extends the life of them.

Keywords: Bridge, strengthening, Fiber reinforced polymer.

INTRODUCCIÓN

El concreto no siempre se comporta de forma ideal, como lo esperamos. Muchas veces, se presentan mecanismos de deterioro como fisuraciones, delaminaciones, desintegración, etc., que nos obligan, primero, a encontrar las posibles causas que los han provocado, antes de proponer un procedimiento de reparación del concreto. Entender las causas de deterioro nos permitirá desarrollar una estrategia de reparación efectiva y duradera; hoy gracias a la Patología del Concreto, podemos entender un poco mejor este comportamiento.

El deterioro que se observa en losas, vigas, columnas, uniones viga-columna, pilas, bastiones de muchos puentes de nuestro país es atribuido al envejecimiento, a la degradación por factores ambientales, a la falta de mantenimiento y/o al efecto de eventos naturales tales como son los terremotos y los ríos. El deterioro combinado con un aumento en el tráfico vehicular; que excede la carga de diseño del puente, ha acelerado el daño sobre este tipo de estructuras a tal punto que la vida útil de muchos puentes en el país se ha visto reducida. Este panorama nos hace meditar en la necesidad de buscar soluciones de reforzamiento de fácil y rápida aplicación.

Entre las tecnologías de vanguardia para el refuerzo estructural de elementos de concreto de puentes y/o edificios, se encuentra el uso de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF) o Fibre Reinforced Polymer (FRP) como es conocido en el mundo anglosajón. El uso de éstos materiales compuestos es una alternativa comúnmente utilizada en países desarrollados como Estados Unidos de Am, Japón, Canadá y Europa donde se han utilizado no solo como refuerzo externo, sino también como sustitución del acero estructural y como un aditivo en concretos de alta y ultra alta resistencia mediante el uso de micro fibras. El material FRP resulta ser una opción competitiva a mediano y largo plazo si se compara con sistemas convencionales de reforzamiento y se toman en consideración las desventajas que estos sistemas convencionales presentan. (Castillo, 2010)

El presente proyecto tiene como objetivo determinar los resultados del reforzamiento estructural en el puente Quebrada Negra Vía de Acceso a la Central Hidroeléctrica Potreo de la Ciudad de Aguas Calientes – Distrito de Eduardo Villanueva – Polímeros Reforzados con Fibras de Carbono (CFRP), y si estos son los suficientes para lograr obtener una resistencia mayor a las cargas a las cuales estará sometido.

El presente plan de proyecto profesional consta de cinco capítulos: *Primer Capítulo*; contiene descripción de la realidad problemática, delimitación de la investigación, delimitación especial, delimitación social, delimitación temporal, delimitación conceptual, problema principal, problemas secundarios, objetivo general, objetivos especiales, justificación. *Segundo Capítulo*; incluye antecedentes del problema, bases teóricas, definición de términos básicos. *Tercer Capítulo*; comprende hipótesis general, hipótesis secundarias, variables. *Cuarto Capítulo*; incluye tipo de investigación, nivel de investigación, método y diseño de la investigación, población y muestra de la investigación, técnicas e instrumentos de la recolección de datos. *Quinto Capítulo*, cálculo de la flecha máxima con el método de elementos finitos y referencias bibliográficas.

I. CAPITULO: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. Descripción de la realidad problemática

A lo largo de la historia, el hombre ha sentido la necesidad de construir obras resistentes y duraderas. En los últimos años la reparación, rehabilitación y mejora de las estructuras existentes han estado entre los más importantes retos de la ingeniería civil.

Hasta hace unos treinta años no existía un método seguro y económico para reforzar y reparar los elementos de hormigón armado, lo que traía como consecuencia la demolición o el reemplazamiento de los mismos. La aparición de resinas de alta resistencia y otros adhesivos para estructuras cambió la situación. Por medio de adhesivos, podemos unir material adicional de un modo rápido y sencillo a las vigas de hormigón aumentando así su resistencia y rigidez.

Los polímeros de fibras de Carbono (CFRP) tienen excelentes propiedades de resistencia-peso, una relativa ilimitada longitud del material, inmunidad a la corrosión y una fácil forma de aplicación lo que hace que su utilización en la rehabilitación de elementos de hormigón armado ofrezca numerosas ventajas para llevar a cabo el reforzamiento estructural.

Podemos ver que la realidad nacional y seguramente la de muchos países sobre la problemática en infraestructura vial, salvando las diferencias, presentan similitudes con Estados Unidos. Citamos algunos datos, diagnósticos y soluciones que se encuentran, en razón de que los lineamientos y especificaciones AASHTO, y sus estándares son utilizados para elaborar normas particulares de acuerdo a las zonas e idiosincrasia de las regiones. (Revista de Arquitectura e Ingeniería. 2011, vol.5 no.3.)

1.1.1. Tiempo de servicio y deterioro.

Los puentes han sido construidos según las normas existentes validas en el tiempo de diseño, en muchos casos no se consideraban todos los esfuerzos admisibles, o cargas a las que estarán sometidos los puentes, lo que origina que necesiten reparaciones mayores o reemplazo, antes de los tiempos de vida útil de los mismos. Tenemos puentes que tienen incluso superan los 50 años. Se estima que, uno de cada cuatro puentes es estructuralmente deficientes o se encuentran obsoletos para los volúmenes actuales de tráfico.

1.1.2. Aumento de tránsito.

No podremos resolver las dificultades de aumento de tránsito y sobrecargas, sino se resuelve el problema de puentes que se han convertido en cuellos de botella en las carreteras o vías principales. Para mejorar estos intercambios, gran parte de la inversión estará relacionada a construcción de nuevos puentes y viaductos.

1.1.3. Mantenimiento y reforzamiento de la seguridad del puente.

Hay mucha restricción en cuanto al financiamiento de programas continuos de prevención, reparación y reemplazos de puentes que mantendrán a las actuales estructuras crujiendo, y estos son mínimos sino nulos, la adopción de la tecnología de la fibra de carbono, como reforzamiento y protección de la estructura.

1.2. Necesidad de puentes nuevos.

La presente investigación se enfocará al punto cuatro respecto al mantenimiento y reforzamiento de la seguridad del puente, básicamente por las sobrecargas a las que estará sometido la estructura, que podrían dañarla.

“En lo que respecta al Perú la situación es aún más grave. Los dos últimos meganiños (Fenómenos del Niño de dimensiones muy destructivas) (1982-83 y 1997-98), causaron daños considerables a la infraestructura vial, especialmente a los puentes. Se podría mencionar, por ejemplo, que

durante el meganiño 1982-83, caracterizado por fuertes crecidas fluviales especialmente en la costa norte, resultaron afectados o destruidos 55 puentes. Con ocasión del meganiño 1997-98, de similares características al antes mencionado, los daños en la infraestructura vial fueron también considerables. En el Informe que preparó el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el tema, que aparece como Anexo 7-A del Capítulo 7, se señaló que en 1998 hubo 58 puentes destruidos y 28 afectados. Prácticamente, la totalidad de las fallas ocurridas en ambos meganiños tuvo su origen en problemas de Hidráulica Fluvial". (Rocha, 2013).

El puente Quebrada Negra, se construyó para el tránsito público, vehículos de transporte de personal, equipos pesados (Excavadoras 35tn., Tractores 37tn., Motoniveladoras, Perforadoras, etc.), camiones volquetes de 15 m³ – 45tn. aproximadamente cargados con materiales y agregados, y equipos electromecánicos, durante el desarrollo del Proyecto Central Hidroeléctrica Potrero, en consecuencia, se diseñó para soportar cargas de hasta los 64 tn.m.; por lo que es de preocupación de la empresa, el paso de los vehículos que transportarán las turbinas (60 tn. que es la suma del peso de 45 tn. de la turbina y 15 tn. del peso del transporte cama baja), en un numero de 6, llevando al límite su capacidad máxima de resistencia, en tal sentido se encarga el estudio de reforzamiento de dicho puente, motivo por el cual nace este trabajo de investigación.

1.3. Delimitación de la investigación

1.3.1. Delimitación espacial:

La siguiente investigación está comprendida en la Región Cajamarca, Provincia de San Marcos, Distrito de Eduardo Villanueva.

1.3.2. Delimitación social:

El grupo social objeto de estudio está delimitado a los ciudadanos de los pueblos que se conectan a través del puente, autoridades, municipalidades, proyectos viales de carretera, etc.

1.3.3. Delimitación temporal:

La presente investigación será desarrollada dentro del cronograma de desarrollo del Proyecto “Central Hidroeléctrica Potrero”, entre los meses de diciembre del 2015 a febrero del 2016.

1.3.4. Delimitación conceptual:

Actualmente existen reglas para el diseño del reforzamiento empleando CFRP, varios países han establecido sus códigos para proporcionar recomendaciones específicas no solo en el diseño sino también en las técnicas de construcción. Muestra de ello son los documentos emitidos por el ACI (ACI 440 1R-01,1999; ACI 440 2R-08,2008), la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE) que en el 2000 emitió sus primeras especificaciones para el trabajo de reforzamiento con FRP, además de las guías comerciales las cuales tienen una amplia base experimental y son muy comunes entre los fabricantes de este refuerzo.

1.4. Problema de investigación

1.4.1. Problema principal

¿Cuál sería el efecto del reforzamiento estructural Puente Quebrada Negra, aplicando Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono (CFRP), en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero del centro poblado de Aguas Calientes - Distrito de Eduardo Villanueva - Provincia de San Marcos – Cajamarca?

1.4.2. Problemas secundarios

¿Cuál sería el beneficio sustancial del reforzamiento estructural del puente Quebrada Negra, aplicando Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono, en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero de la Ciudad de Aguas Calientes?

1.5. Objetivos de la investigación

1.5.1. Objetivo general:

- Determinar el efecto del reforzamiento estructural en puente Quebrada Negra, aplicando Polímeros Reforzados con Fibras de Carbono (CFRP), en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero del centro poblado de Aguas Calientes - Distrito de Eduardo Villanueva - Provincia de San Marcos - Cajamarca.

1.5.2. Objetivos específicos:

- Establecer los beneficios del reforzamiento estructural del puente Quebrada Negra en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero del centro poblado de Aguas Calientes.

1.6. Justificación e importancia de la investigación

1.6.1. Justificación:

La presente investigación busca, y que de hecho lo es también de todo proceso constructivo, es el de obtener una obra de infraestructura perfectamente funcional durante su vida útil, y puesto que las obras de hormigón armado están proyectadas a largo plazo, se puede presumir que los requerimientos y consideraciones iniciales de diseño se afectan por diversos factores como: utilidad, seguridad, factores ambientales, modificación de criterios ante respuesta sísmica, problemas de explosión, fuego, impacto, etc., factores que reducen considerablemente la vida útil

de una infraestructura; en tanto se precisa del uso de nuevas técnicas o tecnologías para disminuir el impacto de tales factores de afectación, precisamos a través de la presente investigación, ahondar y presentar los beneficios de la utilización del Reforzamiento de Puentes con Polímeros Reforzados con fibra de carbono (CFRP).

El reforzamiento de elementos de concreto de puentes con material CFRP no está muy difundido en el Perú por dos factores, el desconocimiento de ésta tecnología y sus beneficios y el poco interés de las instituciones gubernamentales encargadas del mantenimiento de vías y puentes (Ministerio de Transporte y Comunicaciones), incluso no se tiene conocimiento a la fecha de que el MTC haya regulado este tipo de tecnología y su uso, por lo que es preciso resaltar que el desarrollo del presente trabajo de investigación busque contribuir con la adopción y difundir la tecnología, entendiendo además que en nuestro país existen puentes de tiempos de vida útil ya caducos y que se verían beneficiados con su uso.

El presente estudio de investigación está concebido para poner en discusión o debate, lo que respecta al mantenimiento y reforzamientos de puentes con CFRP, y busca llamar la atención de estudiantes de la Universidad Alas Peruanas, y de las diferentes Universidades del país, comunidad de influencia del Proyecto, Ministerio de Transporte y Comunicaciones, y que a través de este estudio, los mayores beneficiados sean los usuarios del servicio de puentes, que precisan de la mejora de la red vial que utilizan.

II. CAPÍTULO: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

Los materiales compuestos se han venido utilizando desde hace más de 30 años, principalmente en la industria aeronáutica. Posteriormente su campo de aplicación se ha ido extendiendo al mundo del automóvil, telecomunicaciones; En el presente, la industria de la construcción e ingeniería ha empezado a conocer las bondades y ventajas de nuevos materiales estructurales de naturaleza sintética, provenientes de procesos químicos sofisticados; hoy en día conocidos como materiales compuestos. Son varios los campos de aplicación de los materiales compuestos en la sociedad. Los principales se indican a continuación:

- **Electrónica:** La mayoría de equipos eléctricos y electrónicos que se utilizan actualmente no serían práctica ni económicamente posibles sin materiales compuestos.
- **Construcción:** La facilidad de montaje, su resistencia y durabilidad hace que los materiales compuestos, dentro de este campo, encuentren cada vez más aplicaciones.
- **Medicina:** Los profesionales de este campo dependen de los materiales compuestos, por ejemplo: bolsas intravenosas, implantes de silicona, etc. Los distintos tipos de materiales permiten mejorar y en algunos casos prolongar vidas, como es el caso de corazones artificiales, los tubos de aorta, etc.
- **Transporte:** Para los automóviles y camiones de hoy, los materiales compuestos ofrecen una amplia variedad de beneficios, incluyendo durabilidad, resistencia a la corrosión, ligereza, cristales de seguridad y depósitos de combustible entre otros.
- **Aeronáutica:** Durante los últimos 50 años, la tecnología aeronáutica ha evolucionado, concediendo a los materiales compuestos un papel muy importante dentro de este campo. La ligereza de los materiales

compuestos permite proteger el combustible ante diferencias de presión ambiental.

- Ocio: La amplia gama de propiedades disponibles en estos materiales, los ha hecho formar parte de todo tipo de deportes y equipos acuáticos, terrestres y actividades aéreas. Las ruedas de los patines, que son abrasivas, llevan poliuretano resistente. Las raquetas de tenis se modelan utilizando plásticos reforzados con fibras de vidrio, aramida, carbono, etc. Los esquís están formados por materiales compuestos laminados reforzados especialmente para eliminar las vibraciones a altas velocidades. Una alta tecnología avanzada como esta es la que se aplica a las tablas de surf, sticks de hockey, veleros, canoas y otros equipos.
- Embalajes: Cuando el problema de los embalajes es la resistencia, normalmente los materiales compuestos son la respuesta, algunas veces la única solución.
- Otros mercados: Los materiales compuestos forman parte de todos los mercados gracias a la gran diversidad de propiedades que pueden aportar, como en plataformas para trabajos en altura, líneas de alto voltaje, tanques de combustible de fibra de vidrio altamente resistente a la corrosión, etc.

En la industria de la construcción, los materiales conocidos como tradicionales ejercen una competencia muy fuerte en el sector (hormigones, metales, cerámicas, etc.). Sus prestaciones son muy bien conocidas por todas las figuras que aparecen en la construcción: proyectistas, contratistas, operarios e incluso los propios clientes. Según las estadísticas, este problema se acrecienta en el mercado peruano. El uso de materiales compuestos en la construcción es mucho menor respecto a lo que se observa en otros países del mundo. La construcción sólo representa un pequeño porcentaje del mercado de materiales compuestos en volumen (13%), contra el 35% en Japón, el 32% en Brasil y el 30% de promedio mundial. La flexibilidad de las formas, la resistencia a las variaciones climáticas, el aislamiento térmico y fónico, la resistencia

al fuego de algunos materiales compuestos son, no obstante, ventajas muy apreciables. (López, 2012)

A nivel estructural, la aplicación de materiales compuestos ha abierto un mercado importante en la construcción. Precisamente es este campo y en Estados Unidos donde se encuentran los mayores avances en la investigación del uso de materiales compuestos en la construcción. En su construcción, los materiales compuestos proporcionan alta capacidad de carga con bajo peso de material. Esta característica de los materiales compuestos evita gastos con equipamientos pesados y reduce considerablemente el tiempo de instalación. Los materiales compuestos son también muy durables, muchos no se corroen como el acero ni se pudren como la madera, de modo que los costos de reposición y manutención son significativamente reducidos. (López, 2012)

El refuerzo o rehabilitación de estructuras de hormigón armado existentes para resistir nuevas cargas de uso, corrección de daños, deterioro de elementos estructurales o aumento de la ductilidad se han venido resolviendo de forma tradicional con el uso de técnicas constructivas y materiales convencionales. Chapas de acero encoladas exteriormente, encamisados de acero u hormigón y postensados exteriores son algunas de las muchas técnicas tradicionales disponibles. (López, 2012)

Los materiales compuestos realizados de fibra en una resina polimérica, también conocidos como polímeros reforzados con fibra (del inglés, *fiber-reinforced polymers FRP*), han emergido como una alternativa a las técnicas y materiales tradicionales. Para el objetivo de este trabajo, un sistema de FRP se define como todas las fibras y resinas usadas para crear los laminados y tejidos de materiales compuestos, todas las resinas empleadas para adherirlo al sustrato de hormigón armado y todas las capas aplicadas usadas para proteger el material constituyente. En ciertos casos, estas capas pueden tener un uso exclusivamente estético.

Los materiales compuestos FRP son de ligero peso, no corrosivos y presentan alta resistencia a tracción. Además, estos materiales se encuentran disponibles en un rango variado de formas desde laminados realizados en fábrica hasta tejidos de fibras que pueden ser moldeadas in situ para ajustarse a la geometría de la estructura antes de añadir la resina polimérica. El perfil delgado de los sistemas de FRP son comúnmente deseados en aplicaciones donde la estética o la accesibilidad son una preocupación. (López, 2012)

El creciente interés en los sistemas FRP para refuerzo de estructuras pueden ser atribuidos a muchos factores. A pesar de que las fibras y resinas utilizadas en los sistemas FRP son relativamente caros en comparación con los refuerzos tradicionales con hormigón y acero, los costos de mano de obra y medios auxiliares para instalar un sistema FRP son generalmente más bajos. Los sistemas FRP pueden también utilizarse en áreas de accesibilidad limitada que dificulte la puesta en práctica de las técnicas tradicionales. (López, 2012)

Es cada vez más evidente la aplicación de materiales compuestos desde la última década, ya que tiempo atrás, su aplicación era prácticamente inexistente. Las ventajas de estos materiales se hicieron cada vez más evidentes al empezar a aplicarlos en diversas construcciones sometidas a las acciones de ambientes agresivos, plataformas marinas, depósitos, anclajes al terreno, construcciones no conductivas y no magnéticas, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, recubrimiento de túneles y pasarelas. (López, 2012)

A nivel mundial, la primera estructura mediante láminas encoladas de materiales compuestos FRP con fibra de carbono data de 1991: el puente Ibach, en Lucerna (Suiza). A lo largo de los siguientes años se continuaron realizando algunos refuerzos en diferentes estructuras, de una manera todavía experimental. En 1995 se empezó a utilizar este tipo de sistemas de una manera sistemática. Se comenzaron a comercializar los primeros

sistemas de refuerzo por parte de distintas empresas, principalmente en Suiza y Alemania.

Tan sólo en estos dos países, el número de realizaciones de refuerzos de estructuras (tanto en puentes como en edificios) con láminas compuestas encoladas asciende a más de doscientas cincuenta, existiendo más de un millar mundialmente (concentradas, fundamentalmente, en Suiza, Alemania, Japón, EE.UU. y Canadá).

En la tesis de la Escuela Politécnica del Ejército de Sangolqui “Reforzamiento de Estructuras de Hormigón Armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de Refuerzo de una Losa y Columnas de un Salón de Audio Visuales y un Auditorio”, dice que el refuerzo con FRP adherido a la cara tensionaría de un elemento de hormigón armado, sometido a flexión, proporciona un incremento en su capacidad resistente; de acuerdo con los estudios y ensayos realizados por diversos autores, se consigue incrementos en la capacidad a flexión entre el 10% y el 160% y tomando en cuenta factores como la ductilidad se registran incrementos entre el 5% y el 40%. (Rosero, 2013)

En la tesis de la Universidad Ricardo Palma “Comportamiento de Vigas de Concreto Reforzadas con Fibras de Carbono”, en ensayos a escala natural; dice que son diversos los motivos por los que se requieren rehabilitar, reparar y reforzar las estructuras, entre los cuales podemos citar, defectos constructivos, cambio de uso, sobrecargas no previstas, corrosión, rehabilitación sísmica, etc.

En los últimos años, el avance de la ingeniería estructural ha sido importante, en el campo de la rehabilitación y reforzamiento estructural se vienen desarrollando nuevos métodos y tecnologías, uno de estos es el desarrollo de los materiales compuestos denominados, “Fibras de Carbono (FRP)” este material es el resultado de embeber fibras microscópicas de carbono en una matriz polimérica, la misma que ofrece excelentes propiedades fisicoquímicas y una elevada resistencia a la

tracción en la dirección de las fibras, por lo que es ideal para reforzar elementos de concreto armado mediante la adhesión externa de bandas de fibra de carbono (FRP) en las zonas donde se requiera mayor resistencia a la tensión. (Baca, Espinoza, & Baca, 2010)

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Información de la zona de estudio

a. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado políticamente en:

Distrito:	Eduardo Villanueva
Provincia:	San Marcos
Región:	Cajamarca
Centro Poblado:	Aguas Calientes

b. Geografía

El anexo “EL Chirimoyo” se encuentra a 1990 metros sobre el nivel del mar. A 100 Km de Cajamarca, en la margen izquierda del río Crisnejas, la carretera continua hasta las localidades de Cajabamba y Huamachuco. En su interior, se dispone de una carretera afirmada de 14 Km de recorrido, la cual atraviesa cinco caseríos de la jurisdicción.

El distrito posee una superficie territorial de 4 250 Km² que representa el 4.63 % del territorio de la provincia, con 2 formaciones geológicas diferenciadas: el valle pluvial, planicie con buena capacidad productiva; y los Cerros y colinas, que se elevan a la margen izquierda de la zona planicie, estos se caracterizan por ser rocosos y con limitadas posibilidades para la reforestación, a no ser que se priorice árboles y arbustos nativos.

La topografía del distrito es relativamente accidentada, la cuarta parte de su territorio se encuentra al margen izquierdo de los ríos Cajamarquino y Crisnejas (1,300 Ha), con suelos planos y gozan de agua de riego, el resto comprende colinas y cerros con escasos forestales y pastos naturales, afectados por un fuerte proceso de erosión pluvial.

Las tierras situadas en las riberas de los ríos sufren los efectos de la inundación fluvial, cuyos daños son considerables, al no contar con defensas ribereñas. Aproximadamente se pierden 100 Ha al año. Este efecto sumado al inadecuado manejo del agua de riego y a las propiedades físicas – químicas de los suelos traen como consecuencia 2 fenómenos que limitan la calidad de los suelos: el drenaje y la salinización.

c. Población

El distrito de Eduardo Villanueva cuenta con una población de 9425 habitantes entre hombres y Mujeres, aproximadamente.

d. Límites

El Distrito limita:

- Por el Norte: Con el distrito de Chancay
- Por el Sur: Con los ríos Crisnejas – Cajamarquino, distritos de Condebamba y Cachachi
- Por el Oeste: Con el río Cajamarquino distrito Pedro Gálvez Prov. de San Marcos
- Por el Este: Con el distrito de Chancay Río Crisnejas y distrito de Sitacocha Prov. Cajabamba

e. Altitud

Es variable desde los 1990 a 2300 m.s.n.m.

f. Clima

De clima cálido, predominantemente tropical con una temperatura promedio anual de 20° a 24 °C, con extremos de 10° a 12° C y de 28° a 32° C; una humedad promedio de 55 % y una precipitación pluvial de 650 mm anuales

g. Hidrografía

Las tierras situadas en las riberas de los ríos sufren los efectos de la inundación fluvial, cuyos daños son considerables, al no contar con defensas ribereñas. Aproximadamente se pierden 100 ha al año. Este efecto sumado al inadecuado manejo del agua de riego y a las propiedades físicas – químicas de los suelos traen como consecuencia 2 fenómenos que limitan la calidad de los suelos: el drenaje y la salinización. El mal estado de la infraestructura de riego (canales, bocatomas) y la no adecuada organización de los Comités de Regantes y el mal manejo del agua de riego, permiten la subutilización de este recurso. El canal “El Carrizal”, de una longitud de 15 Km. se encuentra en pésimas condiciones. Habiendo sido construido hace 15 años por el Plan MERIS, no ha tenido un adecuado mantenimiento. El canal sirve aproximadamente a 920 ha de terreno. Por otro lado el canal La Victoria, de una longitud de 2 Km. tampoco se encuentra revestido en su totalidad, pese a que beneficia - 7 - aproximadamente a 380 ha de terreno. La presencia de algunos manantiales en el valle y en las quebradas de cerros y colinas permiten gozar del recurso hídrico en forma permanente, sobre todo si se utiliza racionalmente y en adecuadas condiciones de salubridad, con la construcción de algunos sistemas de agua potable, y en otros casos, la ampliación de los ya existentes.

h. Flora y Fauna

Conformada por vegetación arbórea, arbustiva y herbácea. Las principales especies nativas existentes son la tara, tuna, maguey, molle.

Existen especies en proceso de extinción tales como Pennisetum clandestinum, eragrostis, esquicetum aruense, allnus jorullensis. El cultivo predominante años atrás fue la caña de azúcar, en la actualidad son los cultivos de maíz, frijol, ajo, papa y algunos frutales como: cítricos, papayas y paltos. En la parte del potrero las especies predominantes son el huarango y el huayo, siendo estas utilizadas en la actualidad para la obtención de leña. La fauna se halla escasamente distribuida y localizada en algunas partes de mayor vegetación y en el río. Entre las principales especies existentes figuranavecillas, reptiles, peces, de estos las especies en procesos de extinción lo constituyen los armados y lifes a efectos de su injusta y brutal persecución, pues se utilizan incluso explosivos a fin de acceder a ellos.

2.2.2. Ingeniería de puentes con AASHTO-LRFD 2010

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados. Constan fundamentalmente de dos partes:

- a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
- b) La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

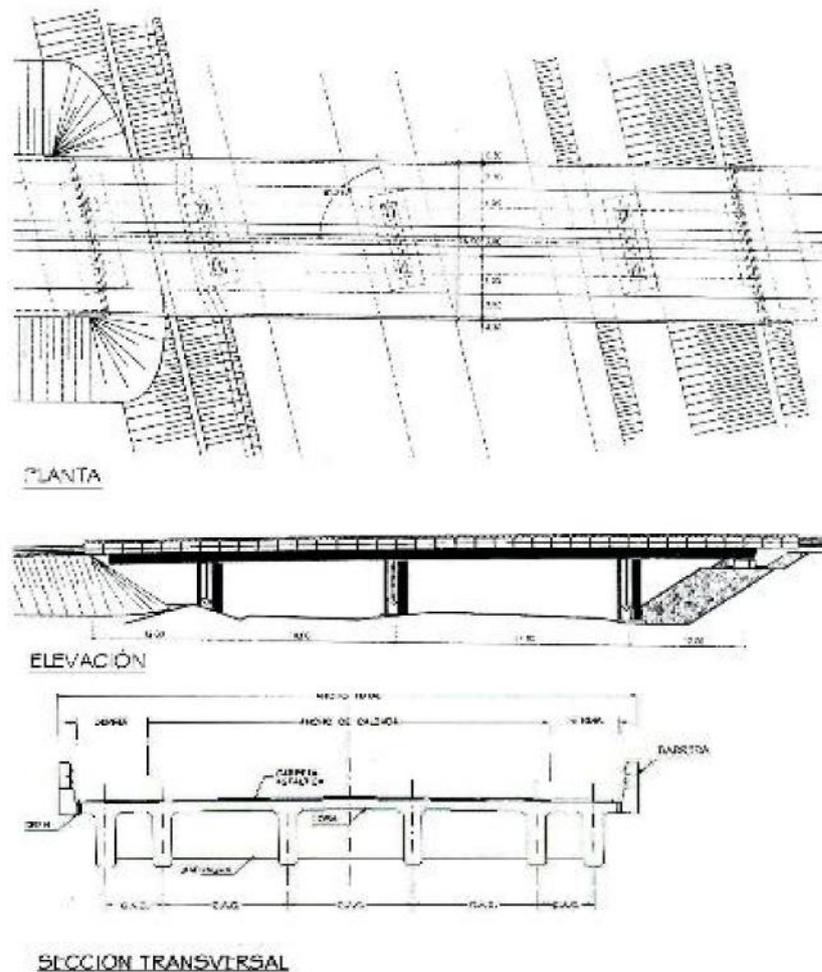


Figura 1. Vistas generales de un Puente.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.1 Clasificación de Puentes.

A los puentes podemos clasificarlos:

a) Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios

b) Por los materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural

- Sección Compuesta
- Concreto Armado
- Concreto Presforzado

c) Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantilever (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones (puentes flotantes permanentes)
(AASHTO-LRFD 2010)

2.2.2.2 Ubicación y elección del tipo de puente

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- a. Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- b. Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- c. Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d. Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- e. En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se

considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.
(AASHTO-LRFD 2010)

2.2.2.3 Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes

- a. Estudios topográficos
Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.
- b. Estudios de hidrología e hidráulicos
Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.
- c. Estudios geológicos y geotécnicos
Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.
- d. Estudios de riesgo sísmico
Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.
- e. Estudios de impacto ambiental
Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.
- f. Estudios de tráfico
Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.
- g. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

i. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente. (AASHTO-LRFD 2010)

2.2.2.4 Geometría

a. Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del acceso, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje.

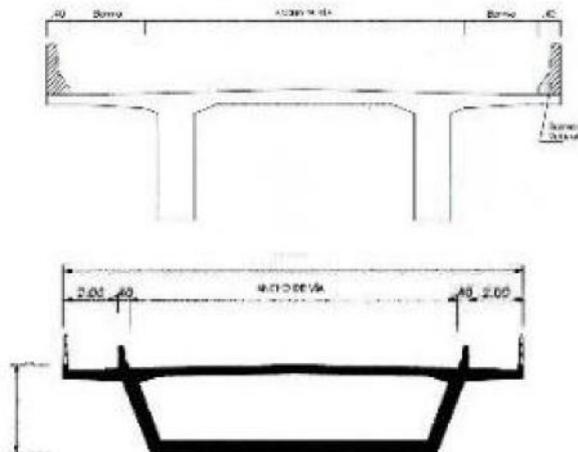


Figura 2. Vista de sección transversal de un puente.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

b. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada (m). Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

c. Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

d. Veredas

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m. (AASHTO-LRFD 2010)

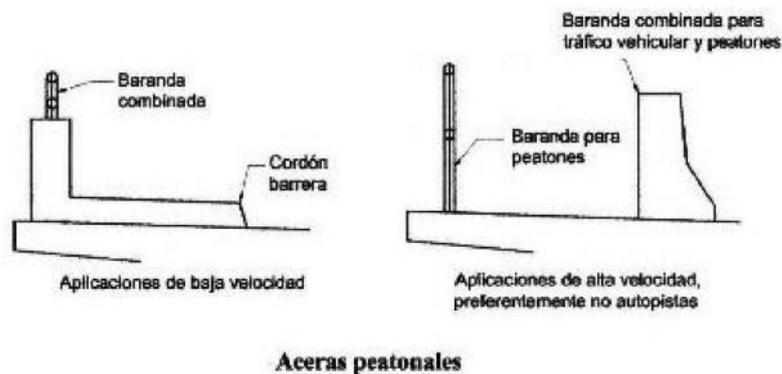


Figura 3. Aceras peatonales.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

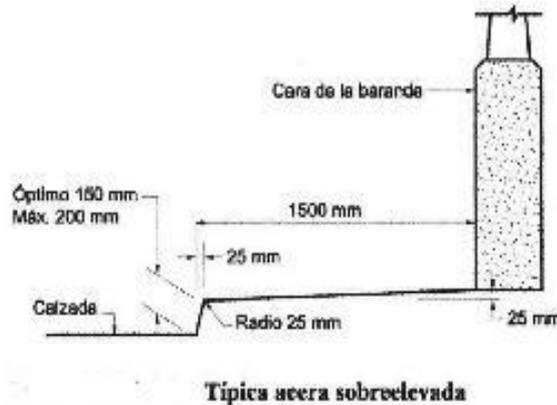


Figura 4. Aceras peatonales.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

e. Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

f. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m. (AASHTO-LRFD 2010)

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera. (AASHTO-LRFD 2010)

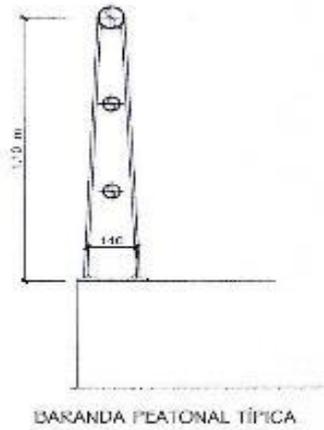


Figura 5. Baranda peatonal Típica.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

g. Barreras de concreto (o barandas para tráfico vehicular)

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular. (AASHTO-LRFD 2010)

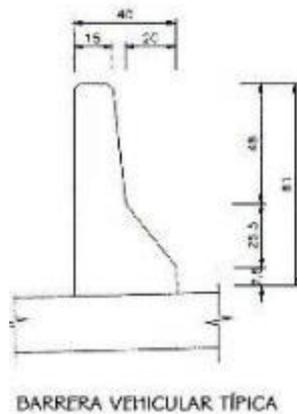


Figura 6. Barrera vehicular típica.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

h. Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

i. Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.



Figura 7. Losa de Transición armada

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

j. Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%.

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, \varnothing 0.10 m cada 0.40 m, sobresaliendo debajo de la placa 0.05 m como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura. (AASHTO-LRFD 2010)

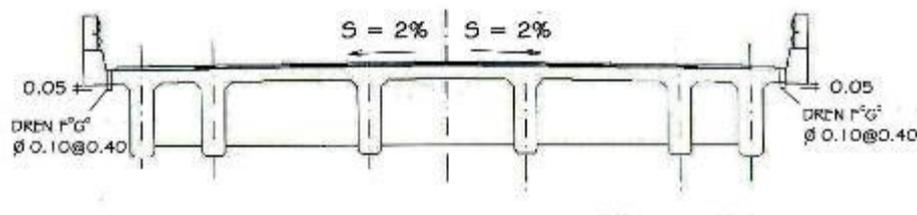


Figura 8. Drenaje en puentes

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

k. Gálibos

Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.00 m.

En zonas rurales, el gálibo vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m. En zonas altamente desarrolladas puede reducirse, previa justificación técnica.

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre-calculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

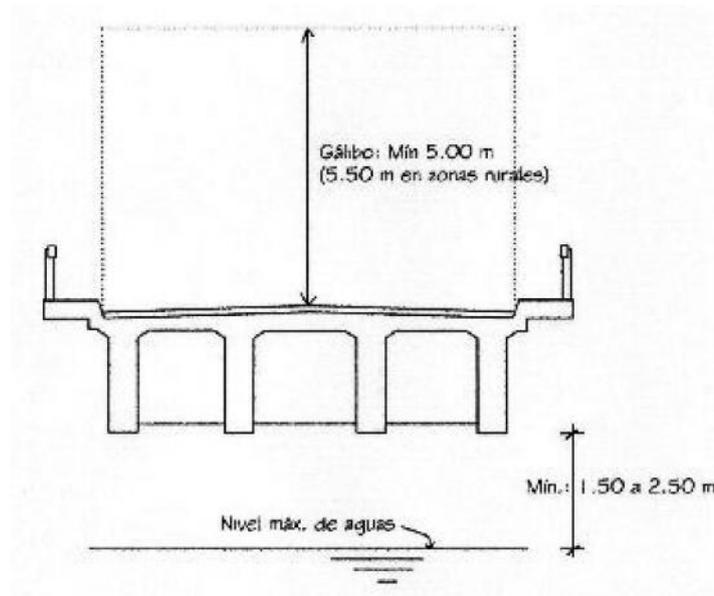


Figura 9. Gálibo en un puente.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

I. Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.



Figura 10. Junta de dilatación.

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.5 Normatividad

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2012.
- Manual de Diseño de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima, Perú, 2003.

Equivalencia De Unidades

$$1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$$

$$1 \text{ N} = 0.10197 \text{ kgf}$$

$$1 \text{ N-mm} = 1.0197 \times 10^{-2} \text{ kgf-cm}$$

$$1 \text{ kgf-cm} = 98.07 \text{ N-mm}$$

$$1 \text{ N/mm} = 1.0197 \times 10^2 \text{ kgf/m}$$

$$1 \text{ kgf/m} = 9.807 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 10.197 \text{ kgf/cm}^2 = 1.0197 \times 10^5 \text{ kgf/m}^2$$

2.2.2.6 Cargas

2.2.2.6.1 Cargas Permanentes (DC, DW y EV)

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Tabla 1. Densidades de Materiales

Material	Densidad (kg/m ³)
Concreto	
Agregados de baja densidad y arena	1925
Normal, con $f'c \leq 357 \text{ kg/cm}^2$	2320
Normal, con $357 < f'c \leq 1071 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 2.29f'c$
Armado	Densidad Concreto Simple + 72 kg/m ³
Superficies de rodamiento bituminosas	2250
Acero	7850
Hierro fundido	7200
Aleaciones de aluminio	2800
Arena, limo o arcilla compactados	1925 1600
Arena, limo o grava sueltos	1600
Arcilla blanda	2250
Grava, macadan o balasto compactado a rodillo	
Madera dura	960 800
Madera blanda	
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	300 kg/m

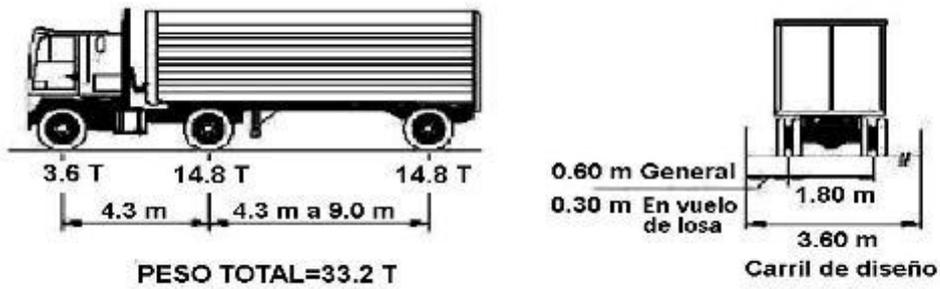
Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.6.2 Sobrecargas Vivas (LL y PL) (Art. 3.6.1.2)

LL= sobrecarga vehicular

PL= sobrecarga peatonal

Carga HL-93: Camión de diseño:



La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m., resulta en los mayores efectos.

Figura 11. Camión de diseño.

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

2.2.2.6.3 Tándem de diseño:

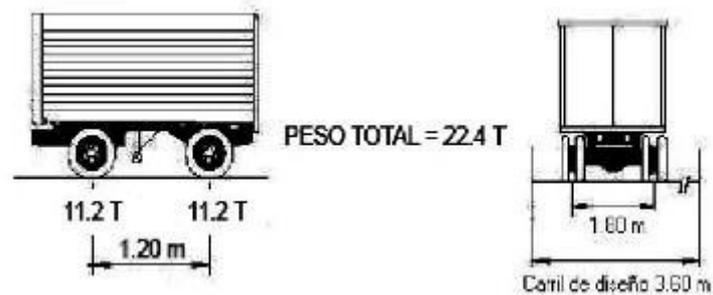


Figura 12. Tandem de diseño

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.6.4 Carga de carril de diseño:

La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: Camión de diseño o tándem de diseño + Carga de carril de diseño.

Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

2.2.2.6.5 Presencia de Múltiples Sobrecargas (Art. 3.6.1.1.2)

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 2. Factor de presencia múltiple.

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

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Para el estado de Fatiga, se utiliza un camión de diseño, y las sollicitaciones de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 se deberán dividir por 1.20

Incremento por Carga Dinámica: IM (Art. 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 3. Incremento por carga dinámica, IM.

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Nota. - No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

En caso de componentes enterrados como en el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.0 - 4.1D_E) \text{ 0\%}$$

Siendo D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m).

2.2.2.6.6 Fuerzas Centrífugas: CE (Art. 3.6.3)

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y el factor C, dado por:

$$C = 0.0105 \frac{V^2}{R}$$

Siendo:

V = velocidad de diseño de la carretera (km/h)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben aplicar además los factores de presencia múltiple.

2.2.2.6.7 Fuerza de Frenado: BR (Art. 3.6.4) Se toma como el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tandem de diseño
- 5 por ciento del camión o tandem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

2.2.2.6.8 Carga Sobre Veredas, Barandas Y Sardineles

Sobrecargas en Veredas (Art. 3.6.1.6)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 367 kg/m² en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Cuando la condición de carga incluya cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado (Art. 3.6.1.1.2). Los puentes peatonales se diseñarán para una sobrecarga de 418 kg/m².

Nota. - El Manual de Diseño de Puentes – Perú (Art. 2.4.3.7), señala al respecto que los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas se diseñan para una carga viva de 510 kg/m². Así mismo, refiere:

Fuerzas sobre Sardineles (Art. 2.4.3.6.2)

Los sardineles se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerza sobre Barandas (Art. 2.4.3.6.3)

PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado en estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

Tabla 4. Fuerzas de diseño para barandas.

Designación de Fuerzas y Designaciones	Por niveles de importancia de Puentes		
	PL-1	PL-2	PL-3
F _t transversal (t)	12.3	24.5	52.6
F _l longitudinal (t)	4.1	8.2	17.6

F_v vertical abajo (t)	2.05	8.2	22.64
L_t y L_l (m)	1.22	1.07	2.44
L_v (m)	5.50	5.50	12.2
H_e mín (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

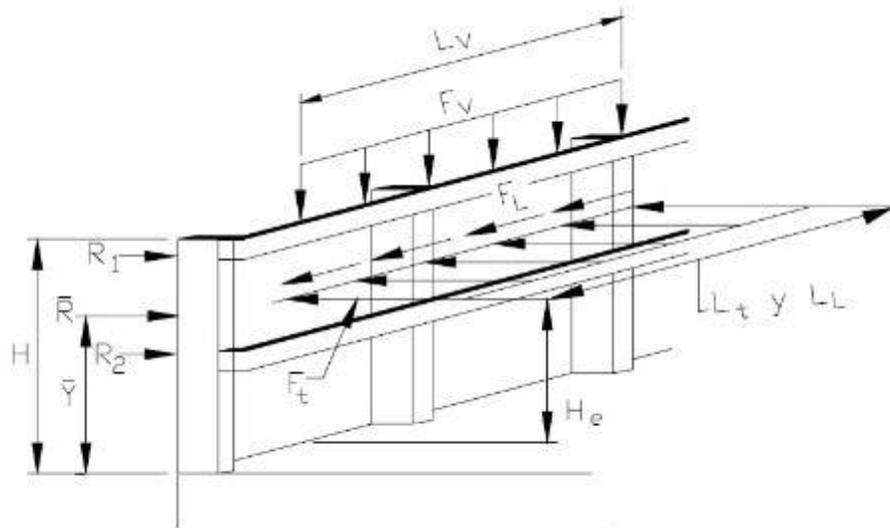


Figura 13. Fuerzas de diseño vertical y horizontal uniformemente distribuidos.

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

2.2.2.6.9 Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT (Art. 3.6.5)

Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9.0 m o menos del borde de la calzada, o a 15.0 m o menos de la línea de centro de una vía ferroviaria, se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 183.5 t, la cual se asume actúa en cualquier dirección en un plano horizontal, a una altura de 1.2 m sobre el nivel del terreno.

No es necesario aplicar esta fuerza, en el caso de estructuras protegidas por terraplenes o barreras antichoques.

2.2.2.6.10 Cargas Hidráulicas: WA (Art. 3.7)

Presión Hidrostática. - Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Flotabilidad. - Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

Presión de Flujo. - La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras, se tomará como:

$$p = 52.4C_D V^2$$

Donde:

p = presión del agua (kg/m²)

v = velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s

C_D = coeficiente de arrastre para pilas

Tabla 5. Coeficiente de Arrastre.

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque 90°	0.8

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

La fuerza de arrastre longitudinal será el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Carga Lateral. - La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila será:

$$p = 52.4C_L V^2$$

Donde:

p = presión lateral (kg/m²)

C_L = coeficiente de arrastre lateral

Tabla 6. Coeficiente de Arrastre lateral.

Ángulo	C_L
0°	0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
30°	1.0

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Carga del Oleaje. - Se deberá considerar si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

Socavación. - Se deberá considerar en los estados límites de resistencia y servicio.

2.2.2.6.11 CARGA DE VIENTO: WL y WS (Art. 3.8)

Presión Horizontal del Viento. - La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V^1}{V} \right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Donde:

V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z

(km/h) V_0 = velocidad friccional (km/h)

V_{10} = velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o agua de diseño

(km/h). En ausencia de datos $V_{10} = V_B = 160$ km/h

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10 m

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba (m)

Z = altura de la estructura > 10 m

Tabla 7. Valores de V_0 y Z_0

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13.2	17.6	19.3
Z_0 (m)	0.07	1.00	2.50

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Presión de Viento sobre las Estructuras: WS

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_D}{2} \right)$$

P_D = presión del viento de diseño

P_B = presión básica del viento

Tabla 8. Presiones básicas de P_B correspondientes a $V_B = 160$ km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO (kg/m ²)	CARGA A SOTAVENTO (kg/m ²)
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No Aplicable
Grandes superficies planas	194	No Aplicable

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 449 kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 224 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 449 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.

Cargas de las Superestructuras. - Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la Tabla. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 9. P_B para diferentes ángulos de ataque ($V_B = 160$ km/h)

Ángulo de oblicuidad del viento (°)	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral Kg/m ²	Carga longitudinal Kg/m ²	Carga lateral Kg/m ²	Carga longitudinal Kg/m ²
0	367	0	245	0
15	347	61	214	31
30	316	133	204	61
45	235	204	163	82
60	112	245	82	92

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura. - Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 194 Kg/m². Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura.

Presión de Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicará tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 149 kg/m actuando normal a la calzada y 1.80m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como:

Tabla 10. Componentes del viento sobre la sobrecarga viva.

Ángulo de oblicuidad respecto a la normal a la superficie (°)	Componente normal (kg/m)	Componente Paralela (kg/m)
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	56

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Presión Vertical del Viento. - En el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento, se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 100 kg/m² por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Se debe aplicar sólo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplicará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas.

Inestabilidad Aero elástica. - Todos los puentes y componentes estructurales de ello, cuya relación longitud de tramo / ancho o

profundidad sea superior a 30, se deberán considerar sensibles al viento, y por lo tanto deberán considerar en su diseño, solicitaciones Aero elásticas.

Nota. - El Manual de Diseño de Puentes – Perú (Art. 2.4.3.10), refiere que para puentes con una altura de 10m o menos, medida desde el nivel del agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá velocidad del viento constante. Para alturas mayores se determina con:

$$V_z = C V_1 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

donde:

V_z = velocidad del viento a la altura z (km/h)

V_{10} = velocidad de referencia, correspondiente a $z=10$ m.

z = altura por encima del nivel del terreno o del agua (m).

C, z_0 = constantes dadas en la Tabla

Tabla 11. Valores de las constantes C, z_0 .

CONDICIÓN	PUEBLOS ABIERTOS	SUBURBANOS	CIUDAD
C (km/h)	0.330	0.380	0.485
z_0 (m)	0.070	0.300	0.800

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

La presión de viento se calcula con:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D}{1} \right)^2$$

donde:

P = presión del viento (kg/m²)

V_z = velocidad de viento (km/h) a la altura z

P_B = presión básica correspondiente a una velocidad de 100 km/h, dada en la Tabla 11

Tabla 12. Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h.

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kg/m ²)	Presión por Sotavento (kg/m ²)
Armaduras, columnas y arcos	153	76.5
Vigas	153	No Aplicable
Superficies de pisos largos	122	No Aplicable

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.6.12 Efectos Sísmicos: EQ (Art. 3.10)

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis. Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se analiza en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

Coeficiente de Aceleración. - El coeficiente A se determina en base a los mapas de iso-aceleración con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil.

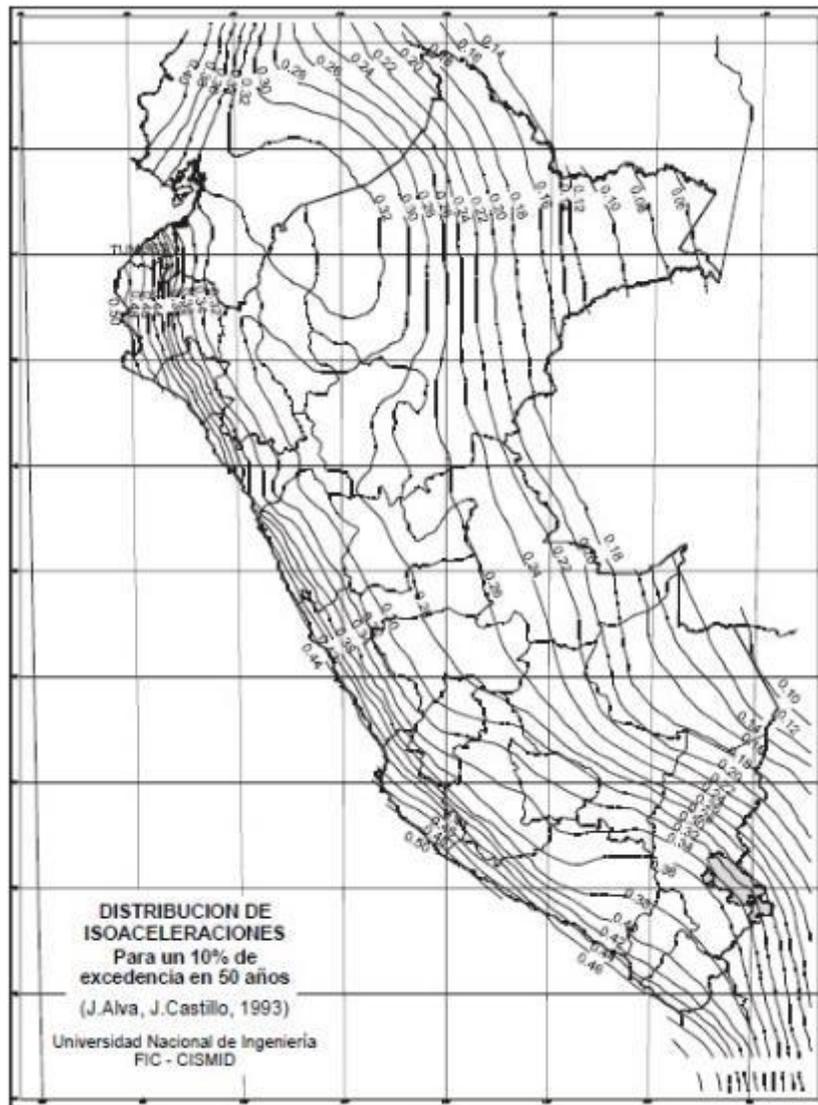


Figura 14. Mapa de distribución de isoaceleraciones.

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

Categorización de las Estructuras. -

Los puentes se clasifican en tres categorías de importancia:

- Puentes críticos: deben quedar operativos después de la ocurrencia de un gran sismo
- Puentes esenciales: deben quedar operativos después de la ocurrencia de un sismo
- Otros puentes

Zonas de Comportamiento Sísmico. -

Tabla 13. Zonas sísmicas.

Coeficiente de Aceleración	de	Zona Sísmica
A	0.09	1
0.09 < A	0.19	2
0.19 < A	0.29	3
0.29 < A		4

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Condiciones Locales. -

Tabla 14. Coeficientes de sitio

Coeficiente de Sitio	Tipo de Perfil de Suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Suelo Perfil Tipo I

Roca de cualquier característica, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural. Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo III

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

Suelo Perfil Tipo IV

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidad es mayor a los 12 m.

Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica C_{sn}

$$C_s = \frac{1.2A}{T_n^{2/3}} \leq 2.5A$$

T_n = periodo de vibración del enésimo modo

A = coeficiente de aceleración

S = coeficiente de sitio

Para puentes sobre perfiles de suelo tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, C_{sn} debe ser menor o igual a 2.0A.

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental el cual tenga periodos menores a 0.3s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0 T_n)$$

Si el periodo de vibración para cualquier modo excede 4.0s, el valor de C_{sn} para ese modo deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 3AS T_n^{0.75}$$

Factor de Modificación de Respuesta

Las fuerzas de diseño sísmico para sub-estructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado. Si un método de análisis tiempo-historia inelástico es usado, el factor de modificación de respuesta R será tomado como 1.0 para toda la sub-estructura y conexiones.

Tabla 15. Factores de modificación de respuesta R – Subestructura.

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRÍTICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

Tabla 16. Factores de modificación de respuesta R – Conexión.

CONEXIONES	PARA TODAS LAS CATEGORÍAS DE IMPORTANCIA
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

Fuente: Diseño de puentes con AASHTO – LRFD, 2010.

2.2.2.6.13 Variaciones De Temperatura: TU, TG (Art. 2.4.3.9)

TU: temperatura uniforme

TG: gradiente de temperatura

Tabla 17. Rangos de temperatura (°C).

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o presforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados. Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la tabla, o a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la Tabla por -0.5 .

Tabla 18. Temperaturas que definen los gradientes (°C).

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

Empuje Del Suelo: EH, ES, LS, y DD (Art. 3.11)

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

Factores De Carga Y Combinaciones De Cargas (Art. 3.4)

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

γ_i = modificador de las
cargas Q_i = sollicitación

n_i = factor de carga

Estados Límites:

- RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum_i Q_i \leq R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de η es apropiado:

$$\eta = \frac{Q_i}{R_n} \leq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de η es apropiado:

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

siendo:

i = factor de carga

η_D = factor de resistencia

η_R = factor de modificación de las cargas

η_I = factor relacionado con la ductilidad

R_n = factor relacionado con la redundancia

Q_i = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = sollicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada = R_n

Ductilidad. -

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla. Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D = 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales

0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las Especificaciones.

Para todos los demás estados límites: $\eta_D = 1.00$

Redundancia. -

A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

η_R 1.05 para elementos no redundantes

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia

0.95 para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_R = 1.00$

Importancia Operativa. -

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

η_I 1.05 para puentes importantes

= 1.00 para puentes típicos

0.95 para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_I = 1.00$

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

Figura 15. Combinaciones de carga y factores de carga.

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra		
* Activa	1.50	0.90
* En reposo.	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructuras de Retención	1.35	1.00
* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
* Pórticos Rígidos	1.35	0.90
* Estructuras Flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
* Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Figura 16. Factores de carga para cargas permanentes, γ'_p

Fuente: Manual de diseño de puentes – Ministerio de Transportes y Comunicación – DGCF, 2003.

Denominación de las Cargas

Cargas Permanentes:

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Cargas Transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

2.2.2.7 Materiales Compuestos.

Los materiales compuestos se han venido utilizando desde hace más de 30 años, principalmente en la industria aeronáutica. Posteriormente su campo de aplicación se ha ido extendiendo al mundo del automóvil, telecomunicaciones. En el presente, la industria de la construcción e ingeniería ha empezado a conocer las bondades y ventajas de nuevos materiales estructurales de naturaleza sintética, provenientes de procesos químicos sofisticados; hoy en día conocidos como materiales compuestos. Son varios los campos de aplicación de los materiales compuestos en la sociedad. Los principales se indican a continuación:

- **Electrónica:** La mayoría de equipos eléctricos y electrónicos que se utilizan actualmente no serían práctica ni económicamente posibles sin materiales compuestos.
- **Construcción:** La facilidad de montaje, su resistencia y durabilidad hace que los materiales compuestos, dentro de este campo, encuentren cada vez más aplicaciones.
- **Medicina:** Los profesionales de este campo dependen de los materiales compuestos, por ejemplo, bolsas intravenosas, implantes de silicona, etc. Los distintos tipos de materiales permiten mejorar y en algunos casos prolongar vidas, como es el caso de corazones artificiales, los tubos de aorta, etc.
- **Transporte:** Para los automóviles y camiones de hoy, los materiales compuestos ofrecen una amplia variedad de beneficios, incluyendo durabilidad, resistencia a la corrosión, ligereza, cristales de seguridad y depósitos de combustible entre otros.
- **Aeronáutica:** Durante los últimos 50 años, la tecnología aeronáutica ha evolucionado, concediendo a los materiales compuestos un papel muy importante dentro de este campo. La ligereza de los materiales compuestos permite proteger el combustible ante diferencias de presión ambiental.
- **Ocio:** La amplia gama de propiedades disponibles en estos materiales, los ha hecho formar parte de todo tipo de deportes y equipos acuáticos, terrestres y actividades aéreas. Las ruedas de los patines, que son

abrasivas, llevan poliuretano resistente. Las raquetas de tenis se modelan utilizando plásticos reforzados con fibras de vidrio, aramida, carbono, etc. Los esquís están formados por materiales compuestos laminados reforzados especialmente para eliminar las vibraciones a altas velocidades. Una alta tecnología avanzada como esta es la que se aplica a las tablas de surf, sticks de hockey, veleros, canoas y otros equipos.

- Embalajes: Cuando el problema de los embalajes es la resistencia, normalmente los materiales compuestos son la respuesta, algunas veces la única solución.
- Otros mercados: Los materiales compuestos forman parte de todos los mercados gracias a la gran diversidad de propiedades que pueden aportar, como en plataformas para trabajos en altura, líneas de alto voltaje, tanques de combustible de fibra de vidrio altamente resistente a la corrosión, etc. (López, 2012)

La distribución sectorial del mercado de los materiales compuestos, está liderada por el sector del automóvil, el cual consume más de la cuarta parte a nivel mundial (31% en valor). Los constructores de automóviles tienen imperativos de costes importantes. Por tal razón utilizan masivamente compuestos de gran difusión con resina poliéster reforzada con fibras de vidrio. Estos materiales son menos onerosos que los compuestos de altas prestaciones. Se utilizan para reforzar paneles de revestimiento, deflectores, elementos de carrocería, elementos de defensa y puertas traseras. Son fáciles de mantener, ofreciendo una gran libertad a los diseñadores. (López, 2012)

En la industria de la construcción, los materiales conocidos como tradicionales ejercen una competencia muy fuerte en el sector (hormigones, metales, cerámicas, etc.). Sus prestaciones son muy bien conocidas por todas las figuras que aparecen en la construcción: proyectistas, contratistas, operarios e incluso los propios clientes. El uso de materiales compuestos en la construcción es mucho menor respecto a lo que se observa en otros países del mundo. (López, 2012)

En el Perú hemos venido empleando esta tecnología desde la década del 90. Para el diseño y aplicación se han tomado en cuenta las recomendaciones de los fabricantes. El año 2002, el comité 440 del ACI emitió el primer reglamento para el diseño y aplicación de elementos reforzados con el sistema FRP, estas recomendaciones han tomado en cuenta el estado del arte de esta técnica hasta esa fecha. Posteriormente el año 2008, el comité 440 del ACI publicó la segunda revisión, la cual introdujo importantes modificaciones a la luz de las diversas investigaciones sobre el tema respaldado por los numerosos ensayos de laboratorio. (López, 2012)

En nuestro país, el uso del sistema FRP en proyectos importantes y la necesidad de verificar el comportamiento de los elementos reforzados considerando los aspectos de resistencia, ductilidad, efectos de la longitud de adherencia, el efecto del número de capas de refuerzo, los efectos del sistema de puente de adherencia, entre otros, nos llevaron a realizar un programa de ensayos por flexión a escala natural, como parte de la asesoría a diversas tesis universitarias, estos ensayos se realizaron en el laboratorio de estructuras del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres).

Los resultados obtenidos son muy interesantes e ilustran lo complejo del comportamiento real. Se ha determinado, que algunos especímenes ensayados no alcanzaron la resistencia nominal teórica de diseño con las recomendaciones de los fabricantes, fallando prematuramente por delaminación del sistema y por desprendimiento del recubrimiento del concreto. A la luz de estos resultados y de numerosos ensayos a nivel mundial, la Norma ACI 440 el año 08, ha introducido diferentes parámetros y establecido criterios que permiten diseñar con mayor seguridad y confiabilidad el refuerzo de estas estructuras.

En los últimos años, el avance de la ingeniería estructural ha sido importante, en el campo de la rehabilitación y reforzamiento estructural se

vienen desarrollando nuevos métodos y tecnologías, uno de estos es el desarrollo de los materiales compuestos denominados “Fibras de Carbono” este material es el resultado de embeber fibras de carbono en una matriz polimérica, la misma que ofrece excelentes propiedades fisicoquímicas y una elevada resistencia a la tracción en la dirección de las fibras, por lo que es ideal para reforzar elementos de concreto armado mediante la adhesión externa de bandas de fibra de carbono en las zonas donde se requiera mayor resistencia a la tensión. (López, 2012)

Es usual el empleo de reforzamiento con fibras de carbono para:

- Reforzar vigas, losas, columnas, muros si se requiere mejorar la resistencia a la flexión y el cortante.
- Reforzar columnas, placas si se requiere incrementar la carga axial y cortante por efecto de confinamiento.
- Otros usos como reforzamiento de puentes, tuberías de concreto, pilotes en muelles u otras estructuras especiales etc.

Las ventajas que ofrecen los sistemas de reforzamiento con fibras de carbono (FRP) son las siguientes:

- Tienen poco peso, lo que facilita la instalación y no aumenta carga a la estructura.
- No modifican la arquitectura o tamaño de la sección a reforzar, pues su espesor es reducido.
- Es muy resistente a la tracción.
- Es resistente a la corrosión.
- La instalación es relativamente sencilla, pero requiere ser realizada por ingenieros y personal debidamente entrenado y capacitado por los fabricantes, ya que un error en la preparación de la superficie de concreto, mala forma de instalación, inadecuada saturación de las fibras de refuerzo o deficiente preparación de los epóxicos puede llevar a una inadecuada adherencia y falla prematura del sistema FRP.

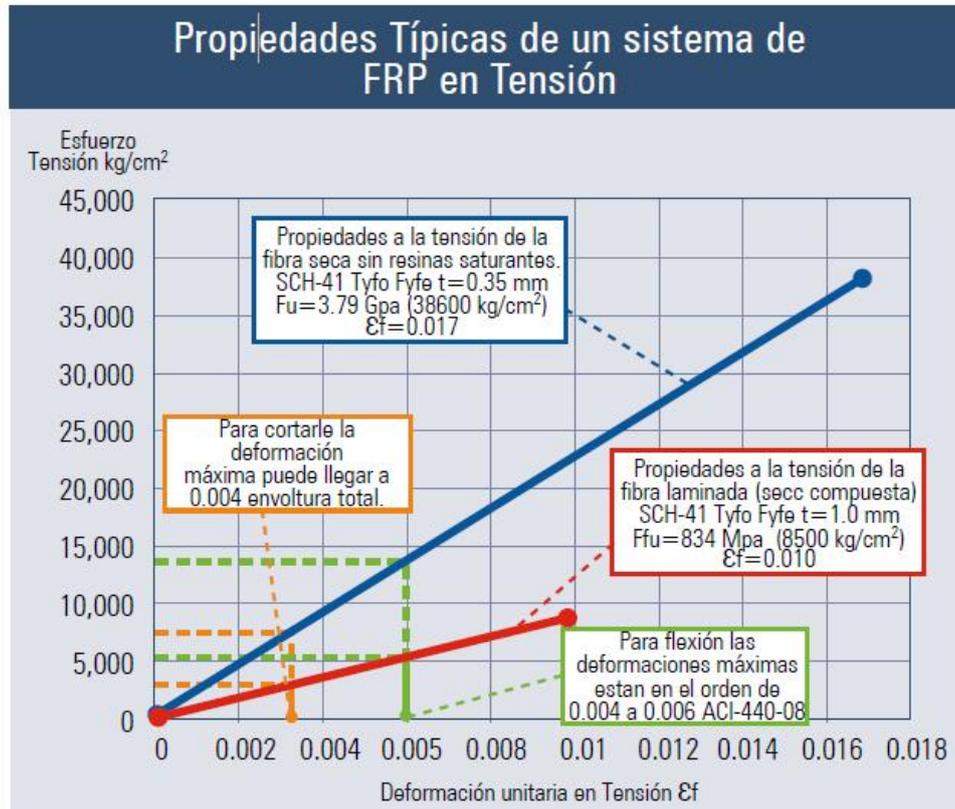


Figura 17. Propiedades típicas de un sistema FRP en tensión.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

El siguiente gráfico muestra las propiedades de uno de los tipos de fibra de carbono más empleados en nuestro medio distinguiendo las propiedades del sistema compuesto y el rango de esfuerzos y deformaciones unitarias para flexión y cortante.

En azul se muestran las propiedades únicamente de las fibras de carbono, éstas pueden tomar esfuerzos a tensión con valores de 38,000 kg/cm² hasta una deformación unitaria de falla del orden de 1.7%. En rojo se muestran las propiedades de las mismas fibras, pero ya saturadas con las resinas (sección compuesta) éstas soportan tensiones nominales del orden de 8,500 kg/cm², hasta deformaciones unitarias de falla del orden de 1.0%

Es importante tener presente además que estos valores son obtenidos en ensayos a tensión en laboratorio. Para el diseño por flexión, cortante u otros los valores máximos de las deformaciones unitarias de las fibras de refuerzo serán valores inferiores, debido a que las fibras están adheridas al concreto y antes de que las fibras lleguen a este nivel de deformaciones el concreto circundante se agrietará, presentándose fallas por delaminación del sistema de FRP. (Baca, Diseño de estructuras reforzadas con fibras de carbono, 2008)

En décadas anteriores y hasta antes de la publicación de la norma ACI 440, 2008, los diseños se realizaban en base a las propiedades de las fibras y a las recomendaciones de los fabricantes. Era común diseñar por flexión considerando deformaciones unitarias del orden de 0.0015 y esfuerzos superiores en las fibras de 35,000 kg/cm².

A raíz de numerosas investigaciones y ensayos, se comprobó que dichos valores estaban del lado de la inseguridad, lo cual ha sido corregido en la norma ACI 440 - 08. El año 2006 dirigimos 2 tesis con ensayos a escala natural, las que se realizaron en el laboratorio del CISMID.

Los resultados de los ensayos confirmaron que muchos de los valores y recomendaciones de los fabricantes estaban del lado de la inseguridad, muchas de las vigas no llegaron a alcanzar la resistencia teórica de diseño ya que antes fallaron por delaminación anticipada. A continuación, mostramos los resultados más importantes y los tipos de falla encontrados en dichos ensayos. (Baca, Diseño de estructuras reforzadas con fibras de carbono, 2008)

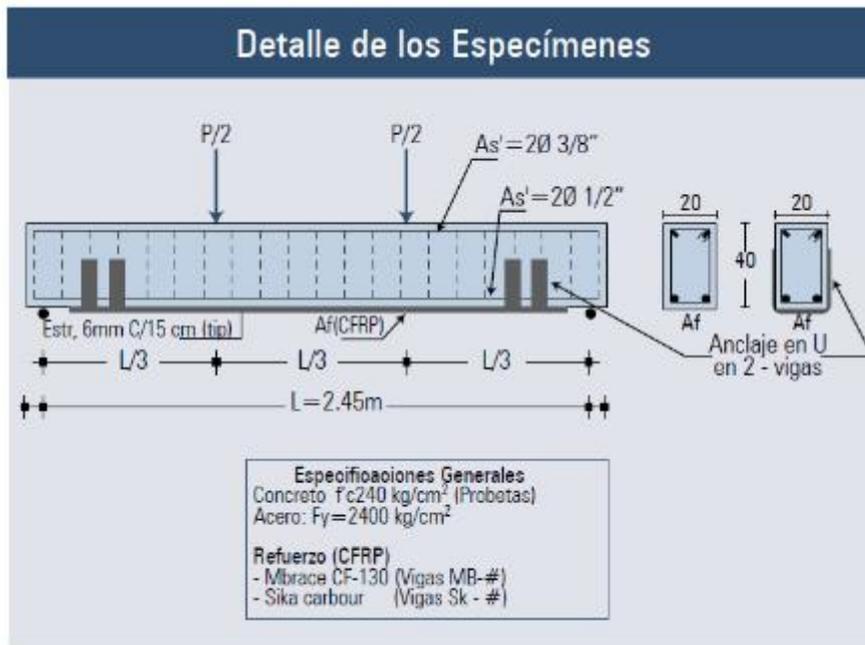


Figura 18. Detalle de especímenes.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Cálculos teóricos para evaluar la resistencia nominal y el modo de falla esperado. (Con parámetros anteriores ACI 440 08)

Se realizó un cálculo de resistencia nominal teórico de cada espécimen para compararlos con los resultados de los ensayos.

Las propiedades de los materiales y consideraciones para los cálculos han sido las siguientes.

- Concreto: Para el cálculo de la resistencia a flexión, se ha considerado la curva esfuerzo - deformación propuesta por Todeschini, que actualmente es muy recomendada por diversos autores para evaluar el comportamiento por flexión.
- Acero: Para el acero se ha considerado el diagrama esfuerzo – deformación, elastoplástico bilineal.
- Sistema CFRP: Las fibras de carbono tienen un comportamiento elástico lineal hasta la falla, lo que se refleja en la relación esfuerzo – deformación mostrada.

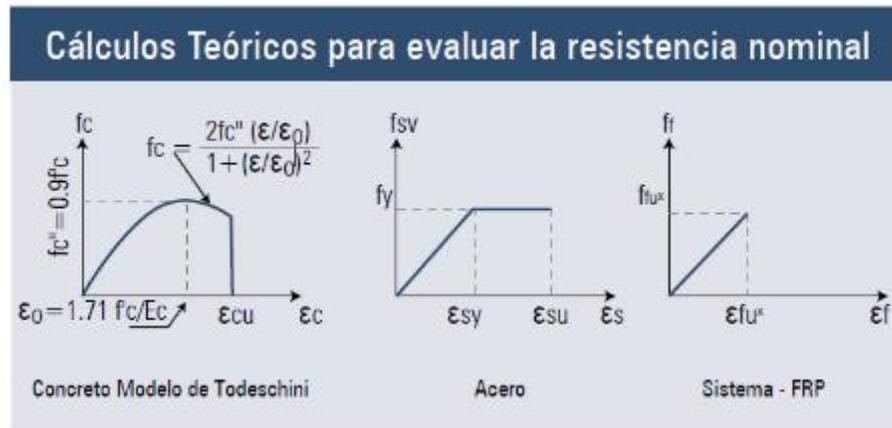


Figura 19. Cálculos teóricos para evaluar la resistencia nominal.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Las normas indicaban que las deformaciones efectivas no debían exceder de:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_b - \epsilon_{bi} \leq K_m \cdot \epsilon_{fu}$$

Donde:

ϵ_{fu} : Deformación máxima de cada sistema de fibra de carbono, reportada por los fabricantes, estos valores nominales sin considerar los factores de reducción (k_m) y factor de reducción por exposición ambiental (CE) fueron los siguientes:

- $\epsilon_{fu} = 0.008$ (Sistema Sika carbodur)
- $\epsilon_{fu} = 0.015$ (Sistema CF-130 - Mbrace)

Resultados de los ensayos.

El espécimen NR-01 fue tomado como patrón para determinar su capacidad sin refuerzo de FRP, luego fue reparado con resinas epóxicas y reforzado con el sistema FRP MBrace, a este último espécimen se le denominó MB-R.

La mayoría de especímenes fallaron prematuramente por delaminación del recubrimiento de concreto y despegue de la fibra de carbono en las zonas extremas, no alcanzando la resistencia nominal teórica. Algunas de las vigas reforzadas con Mbrace, alcanzaron Momento de falla del orden del (82% al 94%) del Momento nominal teórico. Para las vigas con Refuerzo de platinas Sika carbodur, se aprecia que el Momento de falla alcanzó en promedio el 75% del Momento Nominal Teórico.

Las vigas a las que se adicionaron refuerzo en U en la zona extrema, (MB-01) y (MB-R) llegaron a desarrollar la capacidad nominal teórica por flexión.

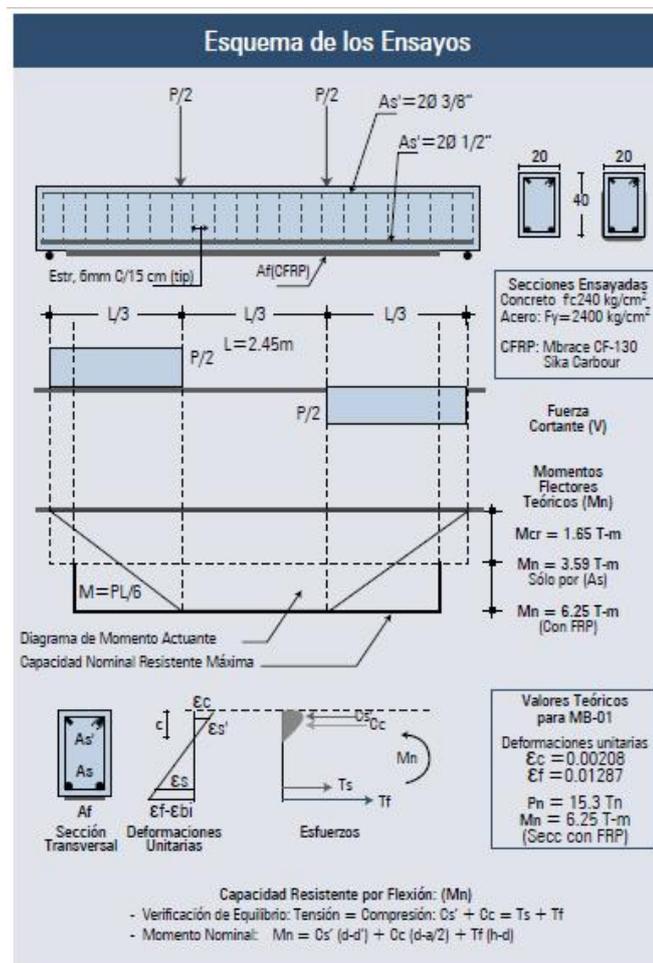


Figura 20. Esquema de los ensayos.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

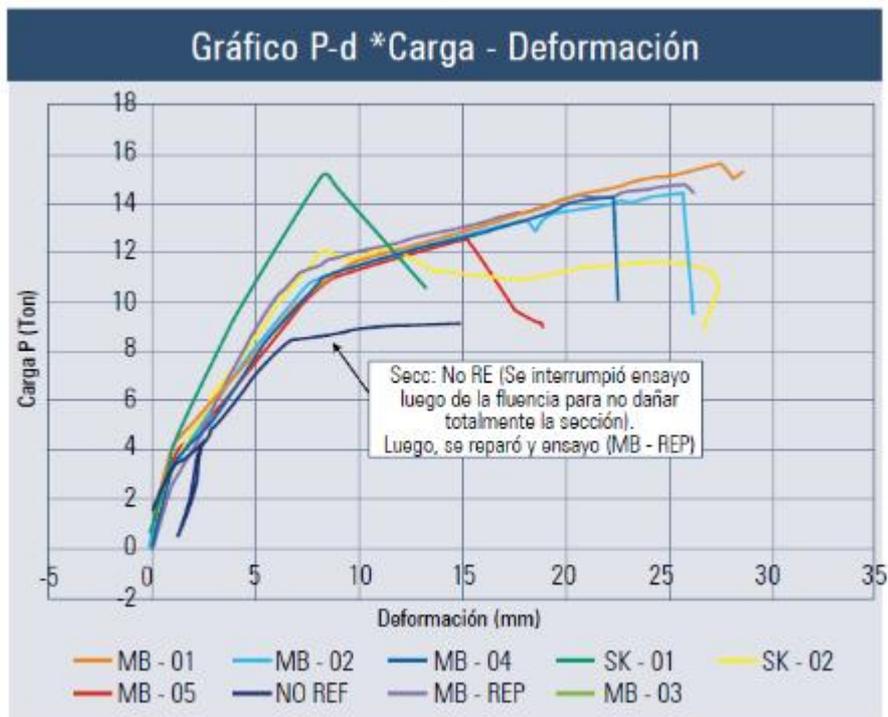


Figura 21. Gráfico P-d *carga – deformación

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Comparación de Resultados								
Especímen	VALORES NOMINALES TEÓRICOS			RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIOS - CISMID			$\epsilon_{f_{lab}} / \epsilon_{f_{teo}}$	Mn_{lab} / Mn_{teo}
	ϵ_c	ϵ_f	Mn	ϵ_c	ϵ_f	Mn	(%)	(%)
MB-01	0.00208	0.01287	6.25	-----	----	6.37	100	102
MB-02	0.00208	0.01287	6.25	0.00179	0.01111	5.88	86	94
MB-03	0.00208	0.01287	6.25	0.00157	0.00961	5.58	75	89
MB-04	0.00207	0.01287	6.25	0.00173	0.01072	5.78	83	92
MB-05	0.00207	0.01287	6.25	0.00127	0.00748	5.10	58	82
SK - 01	0.00181	0.00745	8.66	0.00099	0.00382	6.19	51	71
SK - 02	0.00143	0.00745	6.18	0.0009	0.00411	4.95	55	80
NR - 01	0.00300	-----	3.59	-----	----	3.70	-----	103
MB -R	0.00208	0.01287	6.25	0.01163	0.01163	6.00	90	96

Figura 22. Comparación de resultados.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

TIPOS DE FALLA

Los ensayos reportaron dos tipos de fallas.

Falla Tipo 1: Por delaminación extrema: Este tipo de falla se presentó en 6 de los especímenes ensayados, MB-02, MB-03, MB-04, MB-05 y SK-01 y SK-06. El mecanismo de falla se describe a continuación.

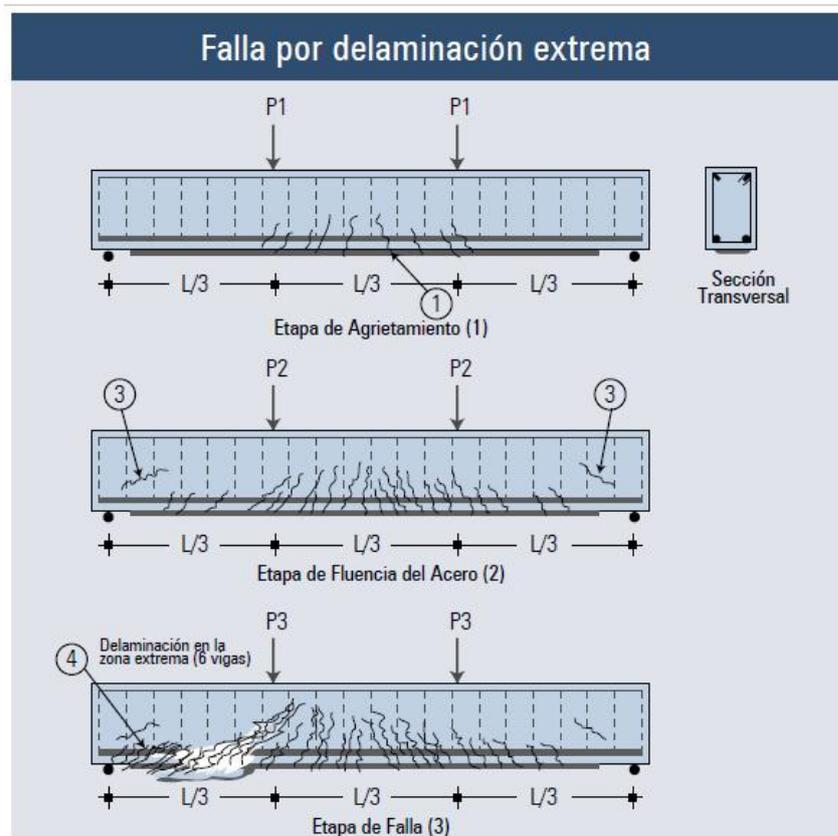


Figura 23. Falla por delaminación extrema.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Mecanismo de falla:

En la primera etapa, la viga tiene un comportamiento lineal y elástico hasta el agrietamiento, donde ocurren las primeras fisuras en la zona central, (zona de máximas tensiones) (1)

Con el incremento de las cargas, se incrementa el nivel de fisuración de la zona central. (2)

En la zona cercana de los apoyos aparecen las primeras fisuras de tracción diagonal, las mismas que son controladas por los estribos. (3)

En la siguiente etapa, aparecen fisuras de tracción diagonal y agrietamiento, cerca del apoyo, en la zona del recubrimiento inferior, estas fisuras se propagan rápidamente bajo el acero de refuerzo hasta alcanzar las fisuras de tracción por flexión (2) delaminando el recubrimiento inferior del concreto con el refuerzo de CFRP, ocasionando una falla frágil del elemento. (4)

Falla Tipo 2: Por Fractura del Sistema FRP en la zona central: Este tipo de falla se presentó en los dos especímenes a los que se añadió un refuerzo tipo U en los extremos para mejorar el anclaje y evitar la falla por delaminación en los extremos.

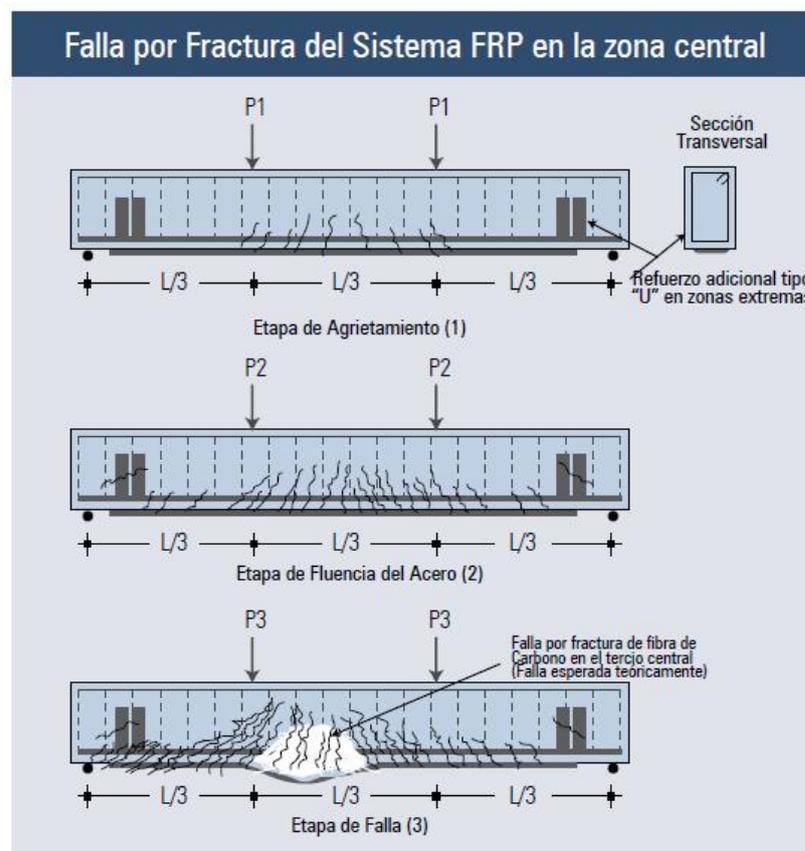


Figura 24. Falla por fractura del sistema FRP en la zona central.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Mecanismo de falla.

A pesar de tener las mismas características, referente a cuantías de acero y área de refuerzo por flexión de FRP, las vigas MB-01 y MB-R fallaron por fractura de las fibras en la zona central, luego de una intensa fisuración en la zona central.

Los anclajes en U en la zona extrema evitaron que se generen las grietas de tracción diagonal bajo el recubrimiento en la zona extrema.

Estas vigas alcanzaron en los ensayos la resistencia nominal teórica por flexión, con un grado de aproximación aceptable, como se muestra en el cuadro resumen del comportamiento de los especímenes ensayados.

2.2.2.7.1 Principales Disposiciones De La Norma Aci – 440 R 2008

Para Evitar La Falla Por Delaminación

El ACI 440 08, a la luz de los resultados de los numerosos ensayos a escala natural realizados en todo el mundo y en el Perú, introdujo un valor límite (ϵ_f) para las deformaciones de las fibras en tracción, Así tenemos lo siguiente:

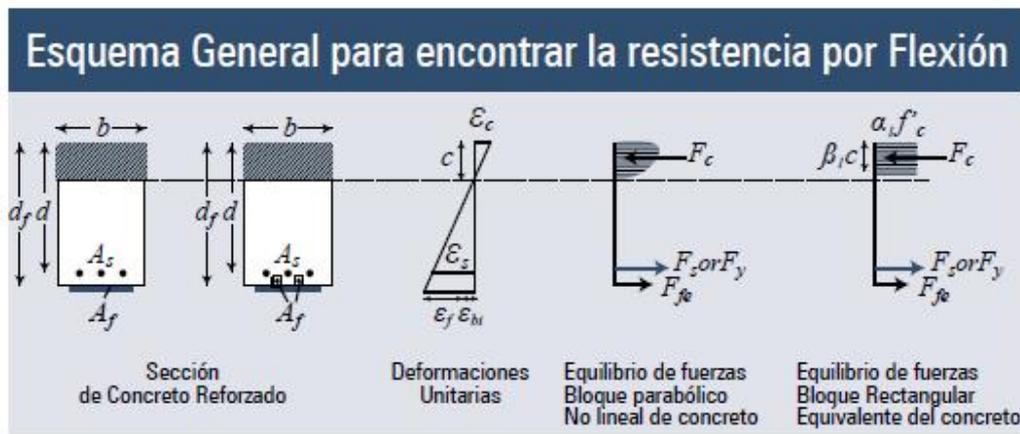


Figura 25. Esquema general para encontrar la resistencia por flexión.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

El ACI limita la deformación efectiva (ϵ_{fe}) hasta un valor máximo de (ϵ_{fd}) que está en función de la calidad del concreto, la rigidez y el número de capas de fibra de carbono. ϵ_{bi} se define como la deformación de las capas en tracción durante la instalación del refuerzo de fibra de carbono.

Las deformaciones y esfuerzos en el concreto, acero y fibra de carbono, se calculan en base a los criterios usuales de la teoría de concreto reforzado:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$$

$$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$$

$$\epsilon_{fd} = 0.083 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0.9 \epsilon_{fu} \quad \text{in in.-lb units}$$

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0.9 \epsilon_{fu} \quad \text{in SI units}$$

Revisión de Esfuerzos en la Etapa de Servicio.

El ACI 440 limita los esfuerzos bajo cargas permanentes o cargas de servicio. Se debe verificar que los esfuerzos en el acero, concreto y fibra de carbono no se excedan de:

$$f_s < 0.8 f_y \quad (\text{Para el Acero en tensión})$$

$$f_c < 0.45 f'_c \quad (\text{Para el concreto en compresión})$$

$$f_f < 0.55 f_{fu} \quad \text{Sistema de Refuerzo C-FRP (Fibra de Carbono)}$$

Longitud del refuerzo de fibra de Carbono.

Por otro lado, es importante que el refuerzo con fibra de carbono tenga una longitud adecuada de adherencia y los extremos se encuentren anclados y/o adheridos en zonas no fisuradas. Para estos efectos el ACI 440-08 recomienda lo siguiente:

a) Anclaje del Refuerzo en vigas simplemente apoyadas

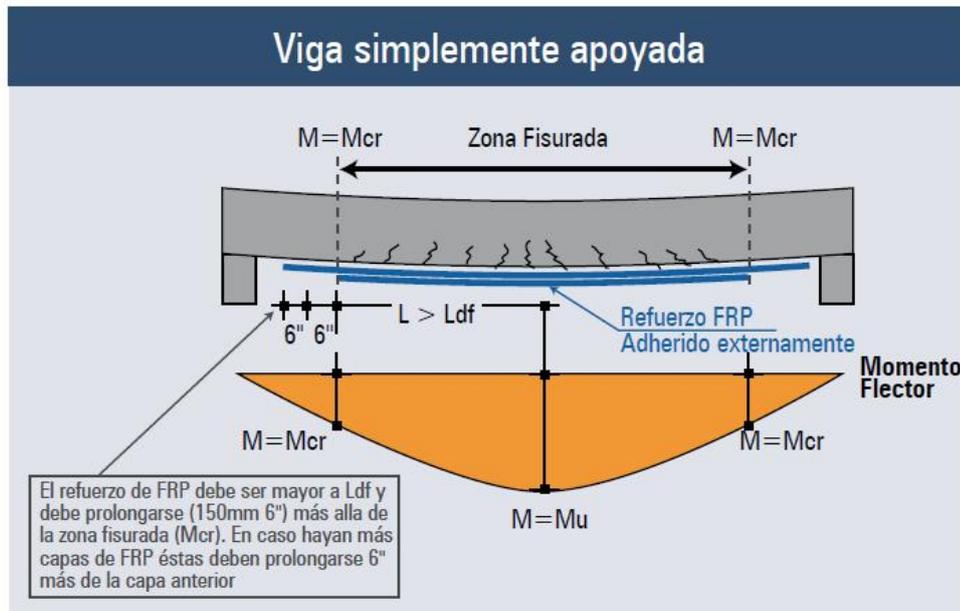


Figura 26. Viga simplemente apoyada.
Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

c) Vigas continuas.

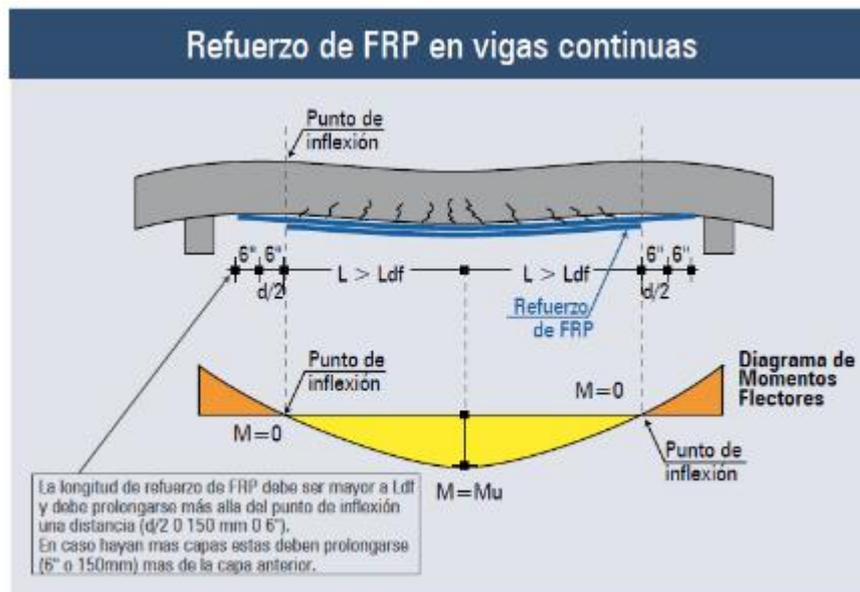


Figura 27. Refuerzo de FRP en vigas continuas.
Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Otros factores que minimizaran el riesgo de falla por delaminación son los siguientes:

- Detallar el refuerzo de manera de minimizar el esfuerzo de adherencia durante la transferencia de esfuerzos entre las bandas de fibra de carbono y el sustrato de concreto.

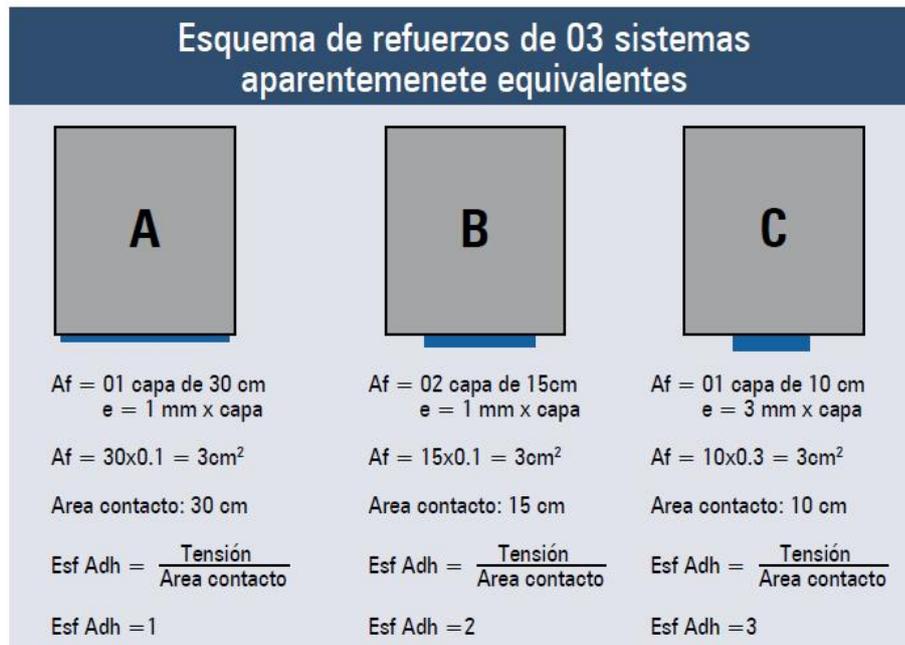


Figura 28. Esquema de refuerzos de 03 sistemas aparentemente equivalentes.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

El esquema mostrado muestra 3 hipotéticos sistemas equivalentes, pues la cantidad de fibra de carbono es la misma, (3 cm²) sin embargo, por efectos de riesgo de delaminación, el sistema (A) es el más óptimo debido a que ofrece el menor valor de esfuerzos de adherencia a la tensión (falla por delaminación) que los otros sistemas (B) y (C) pues ofrece mayor área de contacto para la transferencia de esfuerzos.

- Si los esfuerzos cortantes son moderados ($V_u > 0.67V_c$) se debe suministrar un refuerzo adicional tipo U en las zonas extremas o de máximos cortantes.

El área del refuerzo transversal (anchors) se puede evaluar considerando la siguiente ecuación:

$$A_f \text{ Ref. Transv} = \frac{(A_f F_{fu}) \text{ Ref. long.}}{(E_f k_v \epsilon_{fu}) \text{ Ref Transv}}$$

Actualmente los fabricantes vienen desarrollando sistemas de anclajes de fibra de carbono para poder anclar el refuerzo de las vigas en cortante, momentos negativos, anclajes de columnas y otros, como se aprecian en los esquemas adjuntos de Patente Tyfo - Fyfe.

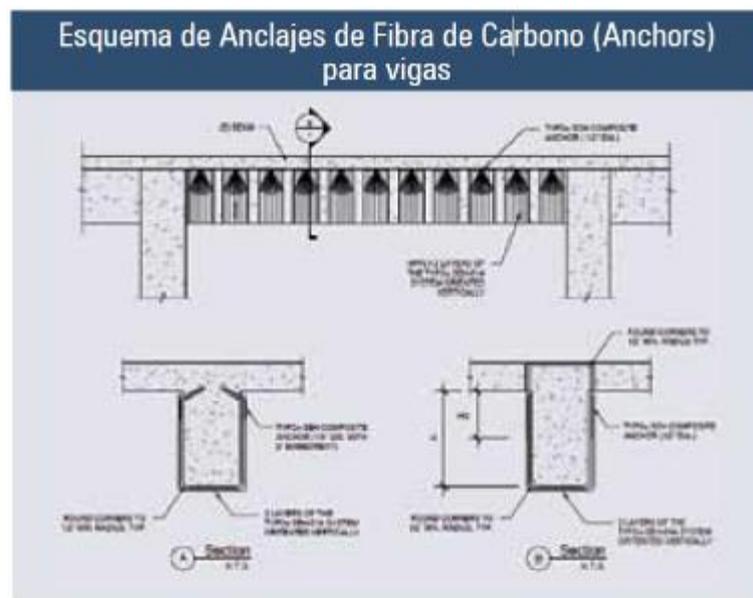


Figura 29. Esquema de anclajes de fibra de Carbono (anchors) para vigas.

Fuente: Artículo, Aspectos básicos de la norma ACI 440 – 2008; Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibras de carbono.

Tabla 19. Propiedades mecánicas típicas de las fibras utilizadas en los FRP.

Material	Módulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a la Tensión (Mpa)	Deformación ultima a la tensión (%)
Carbono			
Alta resistencia	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0

Ultra alta resistencia	215 – 235	3500 – 6000	1,5 – 2,3
Alto modulo	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
Ultra alto modulo	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
Vidrio			
E	70	1900 – 3000	3,0 – 4,5
S	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
Aramida			
Bajo modulo	70 - 80	3500 - 4100	4,3 – 5,0
Alto módulo	115 – 130	3500 – 4000	2,5 – 3,5

Fuente: Boletín semana programa de ingeniería en infraestructura del transporte, Vol. 1. N°6. Octubre 2010.

a. Matriz

La matriz de un material compuesto se encarga de proteger las fibras contra la abrasión y la corrosión ambiental, mantiene las fibras unidas y distribuye la carga entre ellas. Esta puede ser del tipo termoendurecible (tipo más común) o termoplástico. Los materiales termoendurecibles son materiales originalmente suaves que al recibir calor se convierten en sólidos insolubles; una acción que no es reversible. Por el otro lado, los materiales termoplásticos se comportan como un líquido cuando se les transfiere calor. La matriz utilizada influye grandemente en muchas de las propiedades mecánicas del material tales como su módulo y resistencia transversal y sus propiedades de cortante y compresión.

Los tipos de matrices más comunes son las resinas epóxicas, el poliéster y el viniléster. Estos polímeros son del tipo termoendurecible, de gran resistencia química y fácil de procesar. Las resinas epóxicas tiene mejores propiedades mecánicas que el poliéster y viniléster y una durabilidad excepcional. Por el otro lado, el poliéster y viniléster son más baratos.

b. Adhesivos

Los adhesivos son los materiales utilizados para adherir el material FRP a la superficie de concreto, con el fin de que se dé una adecuada transferencia de carga por cortante entre el elemento de concreto y el sistema FRP y así trabajen como una sección compuesta. Generalmente, se componen de una mezcla de resina epóxica (polímero) con un endurecedor.

Las características de los adhesivos se pueden variar para adaptarse a las necesidades del trabajo a realizar.

Para poder comprender con mayor facilidad las diferencias en resistencia que se obtiene de los polímeros reforzados con fibras, la Figura 30 compara las curvas esfuerzo-deformación de materiales FRP fabricados con los tres tipos de fibras previamente expuestas y la curva típica del acero estructural. Es evidente la gran resistencia que ofrece los materiales FRP a base de fibras de carbono (CFRP) en comparación con materiales a base de fibras de aramida o de vidrio y el mismo acero estructural.

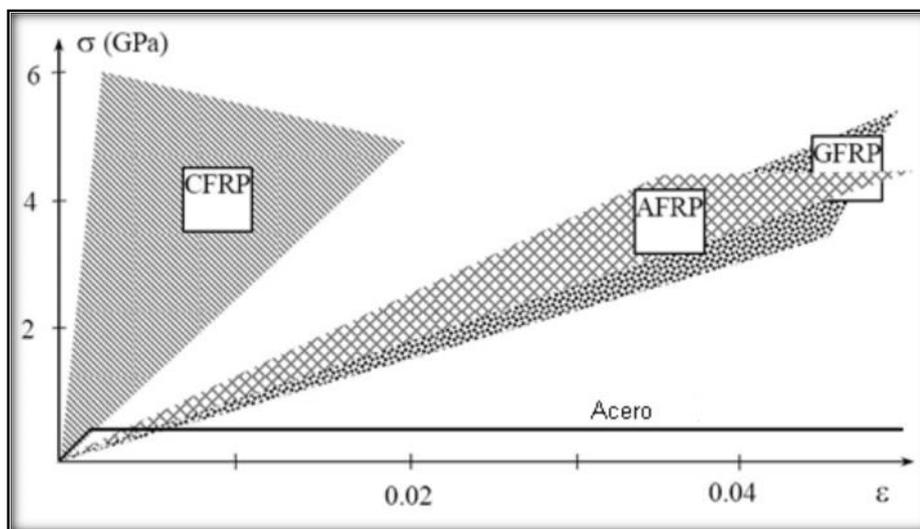


Figura 30. Ejemplos de aplicación manual de materiales FRP.

Fuente: Boletín semana programa de ingeniería en infraestructura del transporte, Vol. 1. N°6. Octubre 2010.

2.2.2.8 Técnicas de aplicación de materiales FRP

Existen dos técnicas para la aplicación de materiales FRP a elementos de concreto: la técnica básica y la técnica especial.

La técnica básica consiste en la aplicación manual de los sistemas de curado en sitio y elementos prefabricados. (Ver Figura 31)



Figura 31. Ejemplos de aplicación manual de materiales FRP.

Fuente: Boletín semana programa de ingeniería en infraestructura del transporte, Vol. 1. N°6. Octubre 2010.

La técnica especial consiste en la aplicación de los sistemas de reforzamiento antes expuestos según métodos especializados, en muchos casos patentados, que se explican a continuación.

- a. Envolver automáticamente los elementos de concreto con fibras húmedas de FRP mediante un robot especializado, lo cual permite garantizar la calidad del proceso, así como una rápida aplicación.
- b. Adherir el material FRP a la superficie en un estado pre-esforzado.
- c. Adherir cintas de FRP con pines de carga mediante un proceso de fusión entre capas de FRP que permite el movimiento relativo de las fibras.
- d. Colocar el FRP mediante curado rápido en sitio empleando dispositivos de calentamiento (infrarrojo, calentadores eléctricos, entre otros) para disminuir el tiempo de curado.
- e. Adherir elementos preformados tales como angulares o cascaras de material FRP.

- f. Realizar rendijas en el concreto para colocar tiras de material FRP.
- g. Impregnar el material FRP a la superficie de concreto mediante el uso de bolsas de vacío.

2.2.2.9 Ventajas y desventajas de los materiales FRP

Las principales razones por las cuales estos materiales se están imponiendo en el campo del refuerzo de elementos de concreto son:

- Inmunidad a la corrosión.
- Bajo peso, del orden de la cuarta parte en comparación con el acero.
- Facilidad de aplicación en espacios confinados.
- Reducción en los costos finales, especialmente de mano de obra.
- Resistencia alta a la tensión axial.
- Rigidez que puede adaptarse a las necesidades del proyecto.
- Disponibilidad casi ilimitada en tamaños y formas.

Sin embargo, el uso de estos materiales también presenta desventajas tales como:

- Comportamiento lineal hasta la falla, sin deformaciones plásticas, lo que reduce la ductilidad de los elementos.
- Costo elevado por peso de material FRP en comparación con el acero.
- Coeficientes de expansión térmica incompatibles con el concreto.
- Degradación y posterior colapso prematuro de las fibras al ser sujetas a temperaturas elevadas producto del fuego.
- Los materiales son propensos a sufrir daños por impacto, vandalismo y/o accidentes debido a que son un refuerzo externo.
- Técnicas de diseño empíricas poco desarrolladas y variabilidad de las propiedades de los materiales.

2.2.2.10 Definición de términos básicos

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN - Máximo esfuerzo de tracción que un cuerpo puede soportar antes de romperse. Es sinónimo de carga de rotura por tracción. No debe confundirse con la carga admisible; ésta resulta inferior a la carga de fluencia en una cantidad que se denomina coeficiente de seguridad

Estructuras all-composite: Se entiende por estructura all-composite las superestructuras de puentes (vigas y losas) hechas íntegramente de materiales compuestos. Usualmente los estribos y pilares son de materiales tradicionales. En estas estructuras son evidentes las diferencias entre concepciones de puentes tradicionales con una simple sustitución del material y los primeros pasos hacia concepciones adaptadas a las propiedades del FRP.

Estructuras híbridas: Se entiende por estructuras híbridas las superestructuras de puentes que combinan elementos de FRP con elementos de materiales tradicionales. Los estribos y pilares suelen ser de materiales tradicionales, aunque en los últimos años se ha desarrollado también un nuevo tipo de pilares híbridos formados por una camisa de FRP rellena de hormigón.

FRP: El término FRP es el acrónimo de Fiber Reinforced Polymer, es decir, “material polimérico fibroreforzado”. Los FRP pertenecen a la vasta familia de los “compuestos estructurales”, es decir, a la de aquellos materiales que están constituidos por dos fases: el refuerzo, presente en forma discontinua y caracterizado por unas elevadas prestaciones mecánicas; la matriz, que se puede identificar como elemento continuo y, generalmente, mecánicamente más débil.

Polímeros.- Los polímeros naturales son la base de alguno de los primeros materiales utilizados por el hombre: la madera y las fibras vegetales, el cuero, los tendones animales, la lana, la seda y la celulosa, etc. Se han empleado profusamente y han tenido mucha importancia a lo

largo de la historia, aunque se tardó mucho en saber su composición y la forma de sintetizarlos artificialmente.

2.2.3. La Patología Del Concreto

Durante toda su vida útil, el concreto está expuesto a diferentes factores que van modificando su estructura interna. Recién en la década del 60, algunos estudiosos comenzaron a registrar estos cambios y a estudiarlos y entenderlos, dando origen a la Patología del Concreto. Al igual que en los seres humanos, la Patología se encarga de estudiar los daños y enfermedades que afectan al concreto, sus causas y sobretodo, prevenir su falla.

Manuel Fernández Cánovas, estudioso español, propone el siguiente Modelo Secuencial de Procesos en la Patología del Concreto.

Al igual que al ser humano, el concreto durante su vida de servicio, puede sufrir enfermedades que pueden ser congénitas (originados durante el diseño y/o construcción, como un mal cálculo o diseño de mezclas), contraídas (exposición a agentes químicos, por ejemplo) o accidentales (explosiones o impactos).

Estas “enfermedades” se manifestarán en su estructura interna o externa, a través de síntomas (manchas en el concreto, fisuración, etc.). El especialista hará una investigación de manera preliminar (inspección ocular y revisión de la historia de la estructura: planos de diseño, ocurrencias y registros durante la construcción, sondeos a los elementos estructurales, análisis de capacidades estructurales, etc.) y, de ser necesario, una investigación más profunda (ensayos de resistencia, extracción, ensayos y análisis de muestras – físicas, químicas, biológicas y microscópicas), que permitan establecer los reales mecanismos de falla.

Con estos antecedentes y detectado el mecanismo de falla, ya estaremos en condición de hacer el Diagnóstico de la estructura, mostrando las causas que lo han afectado y el estado actual de competencia. Con ello

podremos también dar un pronóstico, que puede incluir terapias de recuperación de la estructura (en el mejor de los casos) o de amputación o demoliciones, en otros casos. A esta fase también se le conoce como Terapéutica del Concreto.

Las terapias o tratamientos más conocidos se pueden clasificar en:

El comportamiento del concreto

El concreto no siempre se comporta como lo esperamos. Muchas veces, se presentan mecanismos de deterioro como fisuraciones, delaminaciones, desintegración, etc, que nos obligan, primero, a encontrar las posibles causas que los han provocado, antes de proponer un procedimiento de reparación del concreto.

Entender las causas de deterioro nos permitirá desarrollar una estrategia de reparación efectiva y duradera. Y hoy, gracias a la Patología del Concreto, podemos entender un poco mejor este comportamiento. Veamos qué factores afectan principalmente al concreto:

Factores que causan defectos en el concreto

Podemos clasificarlos según el momento de su ocurrencia:

A. Relacionados al Diseño. - Durante la etapa de ingeniería, el elemento de concreto será diseñado en base al conocimiento y experiencia de los proyectistas, y a los procedimientos y los controles de revisión establecidos antes de emitir la ingeniería final. Cualquier diferencia u error en la estructuración de la edificación, el pre-dimensionamiento de los elementos, los metrados de las cargas, la modelación estructural, los criterios, normas y estándares escogidos para el diseño, etc. impactarán directamente en el comportamiento futuro del concreto.

B. Relacionados a los Materiales. - La inadecuada selección de los materiales a emplear en la fabricación del concreto también afectarán su posterior desempeño. Todos los materiales empleados en su producción (cemento, agregados, agua y aditivos) deben pasar por un adecuado control de calidad. Debemos estar seguros de su procedencia y confiabilidad para lograr el estándar de diseño requerido. Asimismo, un buen diseño de mezclas nos debe asegurar la correcta proporción de cada uno de ellos y, en la obra, la buena práctica constructiva nos acercará a los valores esperados de resistencia y durabilidad.

C. Relacionados a la Construcción. - La experiencia de la mano de obra, sumada a una buena supervisión de los procedimientos de construcción, mejorarán el desempeño del concreto. Muchas veces confiamos la producción del concreto a nuestro maestro sin hacer una revisión de las cantidades, tiempos de mezclado, procedimientos de transporte, colocación, vibrado y curado del concreto. Recordemos que si empleamos concreto premezclado también debemos tener otras consideraciones y controles en cuenta. La importancia de la relación agua-cemento empleada es el factor más importante para asegurar un concreto durable a futuro.

Factores que causan deterioro en el concreto

El deterioro en las estructuras de concreto está íntimamente ligado a su durabilidad, entendiéndose como durabilidad la capacidad que tiene el concreto para resistir la acción del medio ambiente que lo rodea, de los ataques químicos o biológicos, de la abrasión y de cualquier otro mecanismo de deterioro.

A. Deterioro por Acciones Físicas. - La exposición del concreto a acciones físicas generan cambios volumétricos en él: los cambios de humedad, de temperatura, congelación y deshielo, etc., determinarán cambios en el peso unitario, porosidad y permeabilidad en el concreto.

En este contexto, la relación agua/cemento –a/c- de la mezcla tiene mucha importancia en la permeabilidad del concreto, que finalmente será la propiedad que determinará el grado de ataque. A mayor relación a/c, mayor será la permeabilidad debido a la porosidad. Por ello, limitar la relación a/c durante la mezcla y un adecuado curado, disminuirá la permeabilidad de la pasta y con ello la porosidad al interior del material.

- B. Deterioro por Acciones Mecánicas.** - Las acciones mecánicas están directamente asociadas a la aparición de micro-fisuras, fisuras y fallas en el concreto. La exposición a cargas y sobrecargas, deflexiones y movimientos excesivos, impactos previstos o imprevistos, vibraciones y mecanismos de abrasión (como rozamientos, raspado, erosión o cavitación) generarán fisuración y agrietamiento en el concreto. Asimismo, la fisuración está directamente ligada a la durabilidad del concreto, pues ayudará a la penetración de sustancias agresivas al interior, disminuirá la resistencia del concreto a fuerzas cortantes, fomentará la corrosión del refuerzo estructural, etc.
- C. Deterioro por Acciones Químicas.** - Durante su vida útil, es posible que la estructura de concreto esté sujeta a ataques químicos, siendo los más desfavorables el ataque de ácidos, la lixiviación por aguas blandas, la carbonatación, la formación de sales expansivas o sulfatos y reacciones álcali-agregado, entre otras. Tan pronto se dé la reacción entre el concreto y el agente químico, el concreto comenzará a descomponerse en la medida que su permeabilidad lo permita. La adecuada compactación, sumada a una baja relación a/c y curado, favorecerán la compacidad del concreto y una menor permeabilidad.
- D. Deterioro por Acciones Biológicas.** - Los organismos o micro-organismos, vivos o muertos, adheridos a la superficie del concreto son factores que causan deterioro en el concreto y corrosión en el acero. La acción metabólica de los organismos favorecerá la

formación de una biocapa compuestas por excreciones de sustancias ácidas y polisacáridos, sumado a la descomposición de los organismos muertos. Esta biocapa se fijará en la superficie y permitirá el ingreso, a través de los mecanismos de absorción capilar en el concreto, de productos que alterarán la química del concreto, generando deterioro en él. Una continua limpieza de la superficie evitará la proliferación de los microorganismos, así como el control de la humedad del entorno.

- E. Deterioro del Acero de Refuerzo.** - El acero de refuerzo trabaja de manera conjunta con el concreto. El deterioro de uno influirá directamente en el otro y en la vulnerabilidad de la estructura. El fenómeno de la corrosión del acero solo se produce en el rango de humedad relativa entre 50% y valores próximos a la saturación. Sin embargo, una reducción de la alcalinidad del concreto (de un pH óptimo de 13 a un pH de 8 ó 9) puede alentar el proceso de corrosión, pues el concreto reaccionará con sustancias ácidas. La carbonatación del concreto por presencia de CO₂ es uno de estos factores. Otro es la presencia de una cantidad suficiente de cloruros que atacarán la capacidad pasivante del concreto.

Otros factores que influyen en el concreto

- 1. Polución del Medio Ambiente.** - La contaminación del aire ocasiona el tránsito de partículas de polvo y residuos que, por acción del viento, se van depositando en la superficie del concreto. Sumado a esto, las lluvias o la humedad del ambiente harán que estos residuos ingresen al concreto a través de los poros superficiales, contaminándolo e iniciando el proceso de deterioro.
- 2. Cultivos Biológicos.** - Por su rugosidad, el concreto es un material biorreceptivo, pues su superficie ayuda la aparición y formación de colonias de microorganismos que, no solo mancharán la superficie,

sino que pueden causar deterioro en el concreto al ingresar por los mismos poros.

- 3. Eflorescencias.** - Conocemos como eflorescencias a los depósitos de algunos materiales que se forman en la superficie del concreto. Generalmente estos depósitos son compuestos de sales de calcio (carbonatos y/o sulfatos) o de metales alcalinos (sodio y potasio), o una combinación de ambos. El carbonato de calcio producirá el fenómeno de carbonatación, y debido a que su solubilidad en el agua es extremadamente baja, al depositarse, tiende a permanecer adherido en la superficie. Estas son los principales factores que producen defectos y deterioro en el concreto y, por ello, debemos conocerlos, controlarlos y entenderlos.

2.3. Hipótesis Y Variables

2.3.1. Hipótesis general:

La aplicación de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) permitirá al puente Quebrada Negra, incrementar el nivel de soporte de las cargas.

2.3.2. Hipótesis secundarias:

La aplicación de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) ayudará al puente Quebrada Negra a incrementar el tiempo de vida útil y mejor conservación del mismo.

2.3.3. Variables

V.I.: Aplicación de Polímeros Reforzados con Fibras de Carbono (CFRP).

V.D.: Reforzamiento estructural.

III. CAPITULO: PRESENTACIÓN, ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

3.1. DISEÑO DEL PUENTE QUEBRADA NEGRA

En este capítulo se ilustrará el diseño de la superestructura y subestructura del puente, así como definir ubicación, alineación, información básica de topografía, suelos, y diseño de cargas, etc.

El puente Quebrada Negra, es una estructura diseñada básicamente para el tránsito peatonal, de vehículos de transporte de personal, equipos pesados de hasta 45 tn. aproximadamente que, durante el desarrollo del Proyecto Central Hidroeléctrica Potrero, en cada una de sus tres etapas irán utilizando la vía y el puente.

El levantamiento topográfico nos dio el cambio de eje del mismo, haciéndolo coincidir con el de la vía, y como se verá del plano de levantamiento, la vía hacia una curvatura para ingresar al puente viejo.

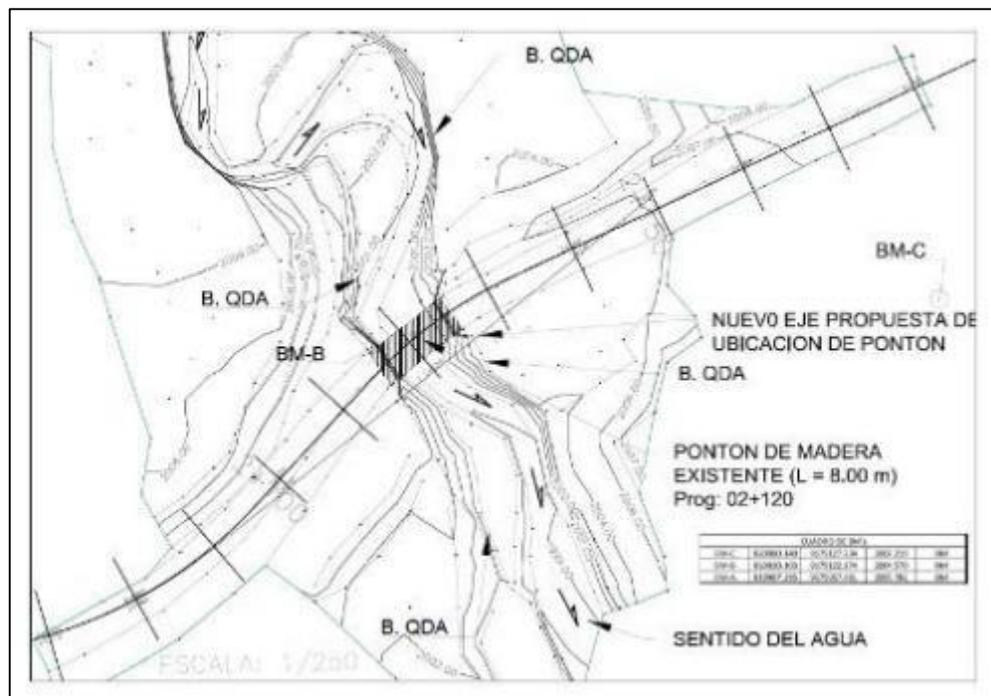


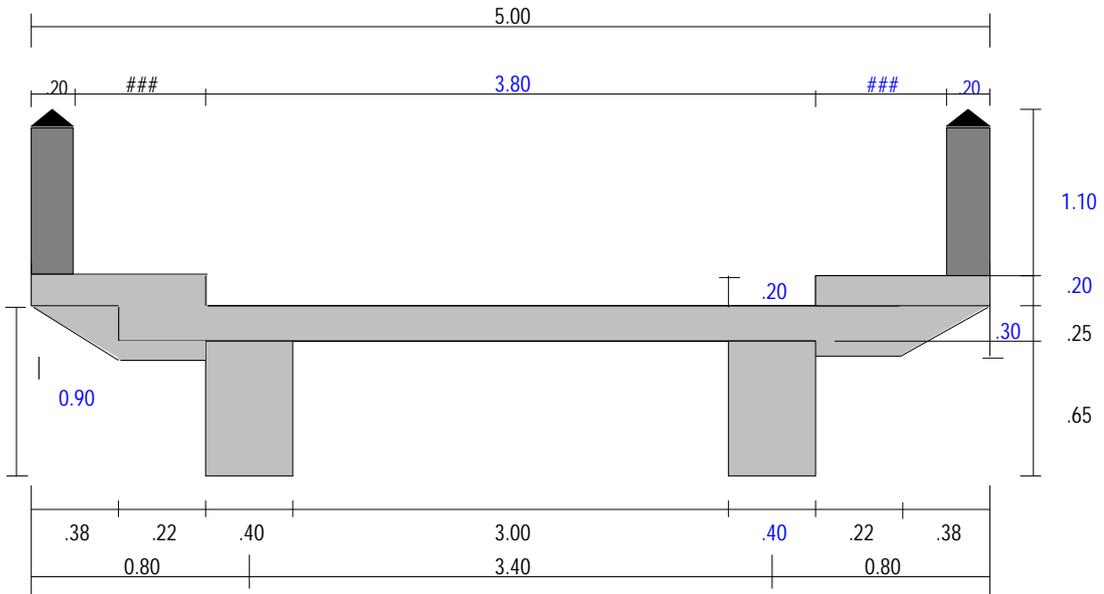
Figura 32. Plano de puente quebrada negra – plano topográfico

Fuente: Elaboración Propia

3.2. Estructuración del puente Quebrada Negra

DISTRITO EDUARDO VILLANUEVA
 PROVINCIA SAN MARCOS
 DEPARTAMENTO CAJAMARCA
 REGION CAJAMARCA

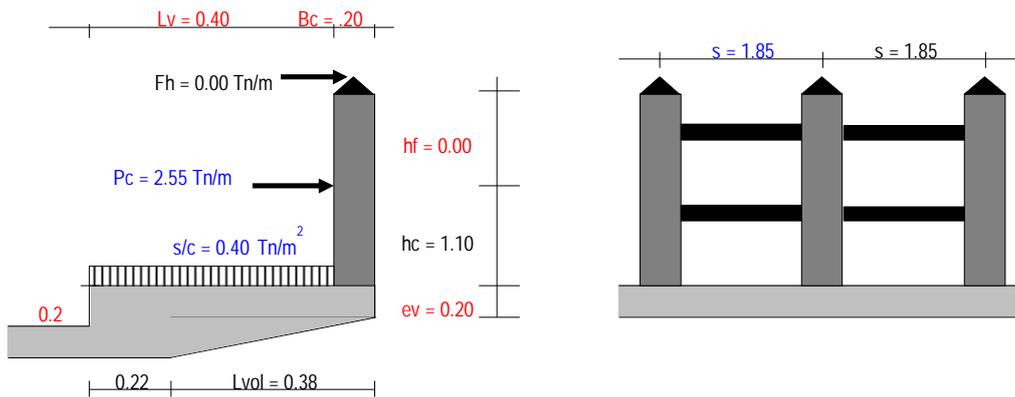
Puente viga losa de concreto armado, simplemente apoyado, de un solo tramo, con veredas y baranda de protección.
 No presenta calzada en voladizo.



DATOS GENERALES

Descripción	Valor	Símbolo	Unidades
NUMERO DE VIAS	1	N	adim
LUZ LIBRE	3.80	L'	m
ANCHO DE CAJUELA	0.60	c	m
NUMERO DE VIGAS	2	Nb	adim
NUMERO DE DIAFRAGMAS	0.00	Nd	Unidades
ANCHO DE DIAFRAGMA	0.00	Bd	m
RESISTENCIA DEL CONCRETO	210	f'c	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL ACERO	4200	fy	kg/cm ²
CARGA RUEDA DELANTERA	2.00	P	Tn
SEPARACION EJE CENTRAL Y DELANTERO	4.27	A	m
SEPARACION MINIMA EJES POSTERIORES	4.27	A	m
SEPARACION MAXIMA EJES POSTERIORES	9.00	B	m
IMPACTO	0.33	I	adim
VELOCIDAD DEL VIENTO	15.00	Vv	km/h
COEFICIENTE ACELERACION SISMO	0.30	A	g

DISEÑO DE BARANDA



1. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

ACERO POR FLEXION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ACTUANTE	$M_u = P_c \cdot h_c$	2.81	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulq
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.27	cm
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
RECUBRIMIENTO	r	3.00	cm
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	$d = B_c - (D_v/2 + r)$	16.37	cm
CALCULO DE w (factor)	$w = 0.85 \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \cdot 10^5}{w'f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0574	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$\rho = \frac{w'f'c}{f_y}$	0.0029	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \rho \cdot b \cdot d$	4.69	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c$	3.60	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	4.69	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	27.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	1.104	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	1.299	cm
RELACION	C/d	0.079	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

ACERO POR CORTE

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ACTUANTE	$V = P_c$	2.55	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = w \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	10.68	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CONFORME	

La sección no necesita acero por corte.

ACERO POR TEMPERATURA EN BARANDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO		3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	\emptyset	0.95	cm
AREA DE VARILLA	D_v	0.71	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	A_v	3.60	cm ²
ESPACIAMIENTO	$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c$ $S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_{st}}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este acero se colocará perpendicular al acero principal en ambas caras del elemento.

DISEÑO DE VEREDA

MOMENTO POR PESO PROPIO

ELEMENTO	CARGA - FORMULA	CARGA Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m/m
BARANDA (Parte concreto)	hc.Bc.(2.50)	0.5280	0.4800	0.2534
VEREDA	ev.(l vol).(2.50)	0.1824	0.1900	0.0347
			MD	0.2881

MOMENTO POR SOBRECARGA

ELEMENTO	CARGA - FORMULA	CARGA Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m/m
VEREDA	(l vol - Bc) (s/c)	0.0720	0.0900	0.0065
			ML	0.0065

ACERO POR FLEXION EN VEREDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.15 (1.25MD + 1.75ML)$	0.43	Tn.m
MOMENTO ACTUANTE EN BARANDA	$M_u = P_c \cdot hc$	2.81	Tn.m
NOS QUEDAMOS CON EL MAYOR	M_u	2.81	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO		1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	\emptyset	1.27	cm
AREA DE VARILLA	D_v	1.29	cm ²
RECUBRIMIENTO	A_v	3.00	cm
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	r	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	b	16.37	cm
CALCULO DE w	$d = ev - (D_v/2 + r)$ $w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \cdot 10^5}{w \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0574	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$p = \frac{w \cdot f'c}{f_y}$	0.0029	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = p \cdot b \cdot d$	4.69	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot ev$	3.60	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	4.69	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	27.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	1.104	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	1.299	cm
RELACION	C/d	0.079	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

ACERO DE TEMPERATURA EN VEREDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO		3/8	pulg
AREA DE VARILLA	\emptyset	0.71	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	A_v	3.60	cm ²
ESPACIAMIENTO	$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot ev$ $S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_{st}}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

DISEÑO DE LOSA

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
ESPESOR DE LOSA	e	0.30	m
LUZ LIBRE ENTRE VIGAS	S	3.00	m
RECUBRIMIENTO SUPERIOR	rs	4.00	cm
RECUBRIMIENTO INFERIOR	ri	4.00	cm
IMPACTO	I	0.33	adim
CARGA RUEDA POSTERIOR	P' = 4.P	8.00	Tn

MOMENTO POR PESO PROPIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LOSA	$1^2 \cdot e \cdot (2.40)$	0.7200	Tn
SUMATORIA DE CARGAS	Wd	0.7200	Tn
MOMENTO POR PESO PROPIO	$\pm MD = Wd \cdot S^2 / 10$	0.8969	Tn.m

MOMENTO POR CARGA VIVA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO POR CARGA VIVA	$\pm ML = \left(\frac{S + 0.61}{9.75} \right) (P') \cdot (1 + I) \cdot 0.80$	3.1516	Tn.m

ACERO POR EL FLEXION NEGATIVO Y POSITIVO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$\pm Mu = 1.15 \cdot (1.25 \cdot MD + 1.75 \cdot ML)$	7.6320	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pula
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	$d = e - (Dv/2 + rs)$	25.21	cm
CALCULO DE w	$w = 0.85 \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{w'f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0661	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$\rho = \frac{w'f'c}{fy}$	0.0033	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	As = p.b.d	8.33	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	Asmin = 0.0018.b.e	5.40	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	8.33	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	24.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	Sp < 45 cm	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{Asfy}{0.85f'c \cdot b}$	0.098	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	C = a/β ₁ β ₁ = 0.85	0.115	cm
RELACION	C/d	0.005	adim
VERIFICACION SECCION	C/d ^{1/2} 0.42	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

VERIFICACION DEL PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$MD + ML$	4.0485	Tn.m
ESFUERZO DE SERVICIO DEL CONCRETO	$f_c = 0.45.f'c$	94.50	kg/cm ²
ESFUERZO DE SERVICIO DEL ACERO	$f_s = 0.50.f_y$	2100.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	E_s	2100000.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100\sqrt{f'c}$	218819.79	kg/cm ²
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD	$n = E_s/E_c$	9.597	adim
RELACION DE ESFUERZOS DE SERVICIO	$r = f_s/f_c$	22.22	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$k = n/(n + r)$	0.302	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$j = 1 - k/3$	0.899	adim
ANCHO DE BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO	$d' = \sqrt{\frac{2M10^5}{f_c.k.j.b}}$	17.77	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	25.21	cm
VERIFICACION DE PERALTE EFECTIVO	$d' < d$	CONFORME	

La sección cumple cuando es requerida por servicio.

ACERO DE REPARTICION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PORCENTAJE REQUERIDO	$\% = \frac{121.5}{\sqrt{S}} \leq 67\%$	67.00	%
ACERO DE REPARTICION	$As_r = \% . A_s$	5.58	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.27	cm
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100.A_v}{As_r}$	23.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este acero se coloca perpendicular al acero principal, en la parte inferior de la losa.

ACERO DE TEMPERATURA EN LOSA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.27	cm
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_{st} = 0.0018.b.e$	5.40	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100.A_v}{A_{st}}$	24.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este refuerzo irá perpendicular al acero principal, en la parte superior de la losa.

DISEÑO DE VIGA

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	9.40	m
PERALTE DE LA VIGA	h	0.90	m
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA T	b	0.40	m
ANCHO DEL PATIN DE LA VIGA T	b'	1.58	m
RECUBRIMIENTO MEDIDO AL ESTRIBO	r	4.00	cm
SEPARACION ENTRE CAPAS DE ACERO	sc	4.00	cm
LUZ LIBRE ENTRE VIGAS	S	3.00	m
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGA	S'	3.40	cm
IMPACTO	I	0.33	adim
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
INERCIA DE LA VIGA	$I_v = b \cdot h^3 / 12$	0.0243	m ⁴

AREA DE SECCION TRANSVERSAL

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
BARANDAS PARTE DE CONCRETO	$2 (1.1 \times 0.2)$	0.4400	m ²
VEREDAS	$2 (0.22 \times (0.3 + 0.2) + 0.38 \times 0.2 + 0.38 \times 0.3 / 2)$	0.4860	m ²
LOSA	$(3.8 + 2 \times 0.22) \times 0.25$	1.0600	m ²
VIGAS	$2 (0.9 - 0.25) \cdot (0.4)$	0.5200	m ²
SECCION TRANSVERSAL (sumatoria)	ST	2.5060	m ²

PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PESO SECCION TRANSVERSAL	1.ST.(2.40)	6.0144	Tn/m
PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE	WD	6.0144	Tn/m/puente

A. DISEÑO POR FLEXION

1. MOMENTO POR PESO PROPIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO PESO PROPIO POR PUENTE	$MD = (WD \cdot L^2 / 8) / Nb$	33.2145	Tn.m/viga

2. MOMENTO POR SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA	s/c	0.4000	Tn/m ²
MOMENTO SOBRECARGA PEATONAL	$Ms/c = 2 \cdot ((s/c \cdot Lv) \cdot L^2 / 8) / Nb$	1.7672	Tn.m/viga

3. MOMENTO POR SOBRECARGA VEHICULAR

FACTOR DE DISTRIBUCION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PARA MOMENTO	$\} _m = \frac{(2S' - 3 + b)}{S'}$	1.24	adim
PARA CORTE	$\} _c = \frac{(2S' - 3 + b)}{S'}$	1.24	adim

3.1. MOMENTO POR CAMION DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA MOMENTO	$L_{dos} = A(1 + \sqrt{2})$	10.31	m
LIMITE INFERIOR PARA MOMENTO	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.29	m
CONCLUSION	$L_{uno} < L < L_{dos}$	Dos ejes producen el máximo momento	
FACTOR POR N° DE VIAS CARGADAS	f	1.20	adim
DISTANCIA PARA MAXIMO MOMENTO	$X = (2.L - A) / 4$	3.63	m
MOMENTO SIN MODIFICAR	$M = [2.P.(2.L - A).X / L]$	22.46	Tn.m
MOMENTO POR CAMION DE DISEÑO	$M_{cd} = \lambda_m.M.(1 + I).f$	44.2799	Tn.m/viga

3.2. MOMENTO POR EJE TANDEM

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA POR EJE	PP	12.00	Tn
DISTANCIA PARA MAXIMA MOMENTO	$X = \frac{2L - 1.20}{4}$	4.40	m
MOMENTO POR EJE TANDEM	$Met = \lambda_m \left(\frac{PP(2L - 1.20)X}{4L} \right) (1 + I).f$	48.73	Tn.m/viga

3.3. MOMENTO POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA DISTRIBUIDA	W	1.00	Tn.m/via
DISTANCIA PARA MAXIMO MOMENTO	$X = L/2$	4.70	m
MOMENTO POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA	$M_{s/cd} = \frac{N}{Nb} \left(\frac{WL^2}{8} \right) f$	6.6270	Tn.m/viga

4. MOMENTO POR CARGA VIVA VEHICULAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
HIPOTESIS 01	$ML = M_{cd} + M_{s/cd}$	50.9069	Tn.m/viga
HIPOTESIS 02	$ML = Met + M_{s/cd}$	55.3531	Tn.m/viga
ESCOGEMOS EL MAYOR	ML	55.3531	Tn.m/viga

5. MOMENTO DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE DISEÑO	$Mu = 1.15 (1.25 MD + 1.75 ML + 1.75 Ms/c)$	162.7006	Tn.m/viga

6. ACERO POR FLEXION EN TRACCIÓN

Tanteamos rápidamente el acero suponiendo un peralte efectivo $d = (h - 10)$ cm.:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
POSIBLE ACERO	As	56.80	cm ²
DIAMETRO DE ESTRIBO	3/8	0.95	cm

En función de este acero hacemos nuestra distribución considerando un máximo de 03 capas:

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	N° VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	CENTROIDE cm
NIVEL 3	3/4	1.91	2	26.28	A3 = 5.68	Y3 = 18.36
NIVEL 2	3/4	1.91	2	26.28	A2 = 5.68	Y2 = 12.45
NIVEL 1	1	2.54	9	0.91	A1 = 45.90	Y1 = 6.22
		$\Sigma =$	13	$\Sigma =$	57.26	

Recalculando el acero necesario, conociendo el peralte efectivo d:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	$Y_c = (A_1.Y_1 + A_2.Y_2 + A_3.Y_3) / A_s$	8.04	cm
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	57.26	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - Y_c$	81.96	cm
MOMENTO ULTIMO	M_u	162.70	Tn.m
CALCULO DE w	$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \cdot 10^5}{w f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0852	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$\rho = \frac{w f'c}{f_y}$	0.0043	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \rho \cdot b \cdot d$	55.29	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{smin} = (14/f_y) \cdot b \cdot d$	10.93	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	55.29	cm ²
VARIACION DE ACERO	- 3 % ½ Var ½ 3 %	3.57	%
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_{sc} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	8.51	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	10.01	cm
RELACION	C/d	0.122	adim
VERIFICACION BLOQUE DE COMPRESIONES	$C \frac{1}{2} e$	CONFORME	
VERIFICACION SECCION	$C/d \frac{1}{2} 0.42$	CONFORME	

La sección es subreforzada como exige la norma.

7. ACERO EN COMPRESION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
DADO POR EL ACERO MINIMO	$A's = (14/f_y) \cdot b \cdot d$	10.93	cm ²

Acero real colocado en compresión:

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	Nº VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	CENTROIDE cm
NIVEL 2'	S/A	0	0	0.00	A'2 = 0.00	Y'2 = 0.00
NIVEL 1'	3/4	1.91	5	5.14	A'1 = 14.20	Y'1 = 5.91
		$\Sigma =$	5	$\Sigma =$	14.20	

Calculamos el centroide para este acero:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO REAL EN COMPRESION	$A's$	14.20	cm ²
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	$Y'c = (A'1.Y'1 + A'2.Y'2) / A's$	5.91	cm

8. ACERO POR FLAMBEO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO POR FLAMBEO 1	$A_{sf} = 0.1 \cdot A_{sc}$	5.73	cm ²
ACERO POR FLAMBEO 2	$A_{sf} = 0.002 \cdot b \cdot d$	6.56	cm ²
TOMANDO LA MAYOR AREA	A_{sf}	6.56	cm ²

Acero real colocado por flambéo (Este acero se distribuye en ambas caras de la viga, a partir de h/2 hacia abajo):

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	Nº VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	ESP. MAX. cm
CARA	1/2	1.27	4	6.66	A2 = 5.16	Y2 = 13.66
CONTRACARA	1/2	1.27	4	6.66	A1 = 5.16	Y1 = 13.66
		$\Sigma =$	8	$\Sigma =$	10.32	

9. VERIFICACIONES POR SERVICIO

9.1. VERIFICACION DEL PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO

Verificamos el peralte por servicio, despreciando el acero en compresión y la sección sin agrietar, para un ancho de viga rectangular b'.

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + ML$	88.57	Tn.m/viga
ESFUERZO DE SERVICIO DEL CONCRETO	$f_c = 0.45.f'c$	94.50	kg/cm ²
ESFUERZO DE SERVICIO DEL ACERO	$f_s = 0.50.f_y$	2100.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	E_s	2100000.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100\sqrt{f'c}$	218819.79	kg/cm ²
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD	$n = E_s/E_c$	9.597	adim
RELACION DE ESFUERZOS DE SERVICIO	$r = f_s/f_c$	22.22	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$k = n/(n + r)$	0.302	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$j = 1 - k/3$	0.899	adim
ANCHO DE BLOQUE COMPRIMIDO	b'	158.33	cm
PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO	$d' = \sqrt{\frac{2M10^5}{f_c.k.j.b'}}$	66.06	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	81.96	cm
VERIFICACION DE PERALTE EFECTIVO	$d' < d$	CONFORME	

La sección cumple cuando es requerida por servicio.

9.2. VERIFICACION DEL AGRIETAMIENTO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + ML$	88.57	Tn.m/viga
CENTROIDE DEL 1º NIVEL DE ACERO	$dc = Y_1$	6.22	cm
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	Y_c	8.04	cm
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA	b	40.00	cm
AREA DE LA VARILLA DE MAYOR DIAMETRO	A_v	5.07	cm ²
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	57.26	cm ²
NUMERO DE VARILLAS EQUIVALENTES	$N_v = A_{sc} / A_v$	11.30	varilla
AREA EFECTIVA CONCRETO EN TRACCION	$A = 2.Y_c.b / N_v$	56.93	cm ²
ESFUERZO ACERO TRACCION EN SERVICIO	$f_s = M_s.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	2098.19	kg/cm ²
PARAMETRO DE ANCHO DE GRIETA	$Z = f_s.\sqrt[3]{dc.A}$	14843.91	kg/cm
VERIFICACION (Exposición severa)	$Z \geq 23000$	CONFORME	

9.3. VERIFICACION DE LA FATIGA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + 0.75 M_{cd}$	66.42	Tn.m/viga
MOMENTO POR CARGA MUERTA	MD	33.21	Tn.m/viga
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	57.26	cm ²
ESFUERZO MAXIMO ACERO EN SERVICIO	$f_{s\max} = M_s.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	1573.61	kg/cm ²
ESFUERZO MINIMO ACERO EN SERVICIO	$f_{s\min} = MD.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	786.86	kg/cm ²
RANGO REAL DE ESFUERZOS	$\Delta f = f_{s\max} - f_{s\min}$	786.75	kg/cm ²
RELACION RESALTE BARRA DE ACERO	r/h	0.30	adim
RANGO ADMISIBLE DE ESFUERZOS	$f_f = 1470 - 0.33 f_{s\min} + 551.2 (r/h)$	1375.70	kg/cm ²
VERIFICACION	$f_f > \Delta f$	CONFORME	

Según la norma de puentes, para evaluar la fatiga sólo se considera un camión de diseño, afectado del 75%.

9.4. VERIFICACION DE VIBRACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL SUPERESTRUCTURA	$L_t = L' + 2.c$	10.00	m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100 \sqrt{f'c} \cdot 10$	2188197.89	Tn/m ²
CARGA MUERTA	$w_d = WD/Nb$	3.01	Tn/m/viga
GRAVEDAD	g	9.81	m/s ²
PERALTE DE LA VIGA	h	0.90	m
MOMENTO DE INERCIA (Sección longitudinal)	$I = L_t \cdot h^3 / 12$	0.61	m ⁴
FRECUENCIA DE VIBRACION CALCULADA	$f_v = \frac{2}{\pi L_t^2} \sqrt{\frac{3 E_c I g}{w_d}}$	22.96	ciclos/seg
VERIFICACION	$f_v > 6$	CONFORME	

B. DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTE POR CARGA MUERTA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA MUERTA POR METRO DE PUENTE	WD	6.01	Tn/m/puente
LUZ LIBRE	L'	8.80	m
NUMERO DE VIGAS	Nb	2.00	unidades
CORTANTE POR CARGA MUERTA	$V_D = \left[\frac{WD \cdot L'}{2} \right] / Nb$	13.23	Tn

2. CORTANTE POR SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA	s/c	0.400	Tn/m ²
CORTANTE SOBRECARGA PEATONAL	$V_{s/c} = (s/c \cdot L_v) \cdot L' / Nb$	0.70	Tn.m/viga

3. CORTANTE POR SOBRECARGA VEHICULAR

3.1. CORTANTE POR CAMION DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA CORTANTE	$L_{co} = 2.A$	8.54	m
LIMITE INFERIOR PARA CORTANTE	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.29	m
CONCLUSION	$L > L_{co}$	Tres ejes producen el máximo cortante	
FACTOR POR N° DE VIAS CARGADAS	f	1.20	adim
CORTANTE SIN MODIFICAR	$V = 3.P(3.L - 2.A - 1.5.c) / L$	11.97	Tn.m
CORTANTE POR CAMION DE DISEÑO	$V_{cd} = \lambda_c \cdot V \cdot (1 + I) \cdot f$	23.61	Tn.m/viga

3.2. CORTANTE POR EJE TANDEM

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA POR EJE	PP	12.00	Tn
CORTANTE POR EJE TANDEM	$V_{et} = \lambda_c \left(\frac{PP(2L - c - 1.20)}{2L} \right) (1 + I) f$	21.39	Tn.m/viga

3.3. CORTANTE POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA DISTRIBUIDA	W	1.00	Tn.m/via
CORTANTE POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA	$V_{s/cd} = \frac{N}{Nb} \left(\frac{WL'}{2} \right) f$	2.64	Tn.m/viga

Los cortantes máximos han sido calculados en la cara del apoyo.

4. CORTANTE POR CARGA VIVA VEHICULAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
HIPOTESIS 01	$VL = V_{cd} + V_{s/cd}$	26.25	Tn.m/viga
HIPOTESIS 02	$VL = V_{et} + V_{s/cd}$	24.03	Tn.m/viga
ESCOGEMOS EL MAYOR	VL	26.25	Tn.m/viga

5. CORTANTE ULTIMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ULTIMO	$V_u = 1.15 (1.25 V_D + 1.75 V_L + 1.75 V_{s/c})$	73.26	Tn.m/viga

6. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
FACTOR DE REDUCCION POR CORTE	ϕ	0.85	adim
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA	b	40.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	81.96	cm
CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO	$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$	21402.27	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	V_c	21.40	Tn
CORTANTE ULTIMO MAXIMO PERMITIDO	$V_{um\acute{a}x} = \phi 2.63 \sqrt{f'_c} b d$	106203.70	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	$V_{um\acute{a}x}$	106.20	Tn
VERIFICACION SECCION POR CORTE	$V_c < V_u < V_{um\acute{a}x}$	Reforzar por corte sin modificar sección o f'c	

7. CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO DE ESTRIBO SELECCIONADO	ϕ	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA DE ESTRIBO	D_v	0.95	cm
AREA DE VARILLA	A_v	0.71	cm ²
ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS	$S_p = 2 A_v f_y d / (V_u - V_c) / \phi$	8.01	cm
MENOR DIAMETRO VARILLA EN TRACCION	D_{vm}	1.91	cm
ESP. MAXIMO ZONA CONFINAMIENTO $2d$	$S_{2d} = d/4 \text{ ó } 8 D_{vm} \text{ ó } 30 \text{ cm.}$	15.28	cm
ESP. MAXIMO FUERA ZONA CONFINAMIENTO	$S_{m\acute{a}x} \leq d/2$	41.00	cm

Colocamos estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

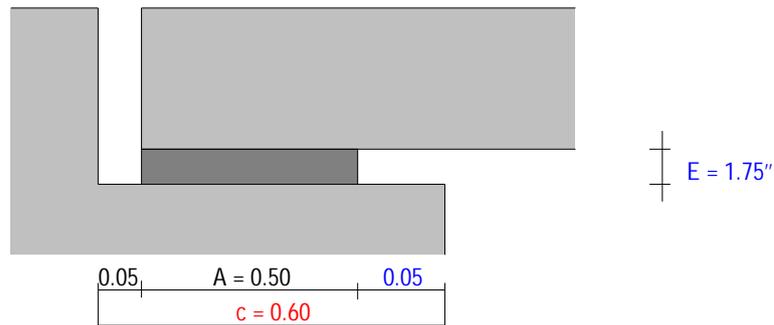
DESCRIPCION	c / 5 cm	c / 8 cm	c / 13 cm	c / 28 cm	c / 41 cm
DISTRIB. DE ESTRIBOS	1	10	6	6	3

La distribución de estribos escrita en forma convencional será:

1 @ 5 + 10 @ 8 + 6 @ 13 + 6 @ 28 + 3 @ 41 cm / EXT.

DISEÑO DE APOYOS

APOYO MOVIL



CARACTERISTICAS DEL APOYO

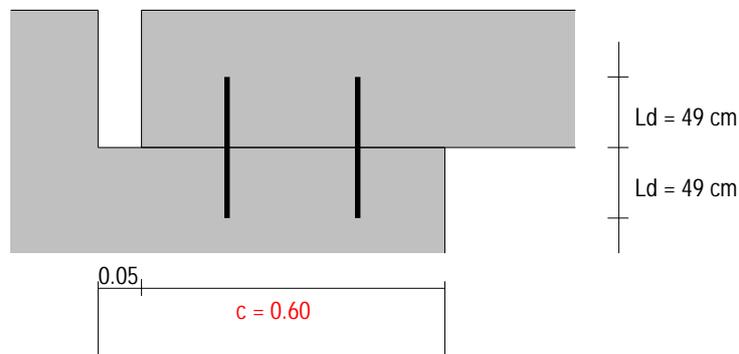
Utilizaremos apoyo de NEOPRENO, Dureza Shore A (ShA).

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE	$Lt = L' + 2.c$	10.00	m
REACCION POR CARGA MUERTA	VD	13.23	Tn/viga
REACCION POR CARGA VIVA	$VL + Vs/c$	26.95	Tn/viga
LONGITUD DEL APOYO (Igual al ancho de viga)	B	40.00	cm
ANCHO DEL APOYO	A	50.00	cm
ESPESOR DEL APOYO	E	4.45	cm
ESF. PERMISIBLE DE COMPRESION	σ_m	150.00	kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD TRANSVERSAL	G	8.00	kg/cm ²
COEF. EXPANSION TERMICA CONCRETO	C°	1.08E-05	/°C
GRADIENTE DE TEMPERATURA	Δ°	35.00	°C

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
PANDEO Y ESPESOR MINIMO	$2 \cdot u \cdot \frac{1}{2} E \cdot \frac{1}{2} A/5$	CONFORME	
ESFUERZO DE COMPRESION	$\sigma_c = (VD + VL + Vs/c)/(A \cdot B)$	20.09	kg/cm ²
VERIFICACION COMPRESION	$\sigma_c \leq \frac{1}{2} \sigma_m$	CONFORME	
DESPLAZAMIENTO DE LA VIGA	$u = C^\circ \cdot Lt \cdot \Delta^\circ$	0.378	cm
DEFORMACION TANGENCIAL PERMISIBLE	$u \leq \frac{1}{2} 0.70 \cdot E$	CONFORME	
COEFICIENTE	$K1 = 0.804 + 1.422 \cdot (A/B)$	2.58	adim
DEFLEXION VERTICAL	$et = k1 \frac{E^3 \cdot t_c - 3}{A^2 \cdot G}$	0.01	cm
VERIFICACION DE DEFLEXION VERTICAL	$et \leq \frac{1}{2} 15\% \text{ de } E$	CONFORME	

APOYO FIJO



DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
REACCION POR CARGA MUERTA	VD	13.23	Tn/viga
PESO TOTAL DEL CAMION	18.P	36.00	Tn
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.30	g
VELOCIDAD DEL VIENTO	Vv	15.00	Km/h
PRESION BASICA PARA 100 km/h	P _B	150.00	kg/m ²
PRESION DEL VIENTO	$P_v = P_B \left(\frac{V_v}{100} \right)^2$	3.38	kg/m ²
AREA LATERAL DE LA SUPERESTRUCTURA	Alat = (1.1+0.2+0.25+0.65+)x8.8	19.36	m ²
FUERZA VIENTO EN SUPERESTRUCTURA	Fvs = Pv.Alat	65.34	kg
FUERZA VIENTO EN VEHICULOS	Fw = 150.L'	1320.00	kg
FUERZA POR SISMO	Fs = VD.A	3969.50	kg
FUERZA POR FRENADO	Ff = 0.25 (18.P)/Nb	4500.00	kg
FUERZA RESULTANTE EN APOYO FIJO	FR = [(Fvs + Fw) ² + (Fs + Ff) ²] ^{1/2}	8582.05	kg

CALCULO DEL ACERO

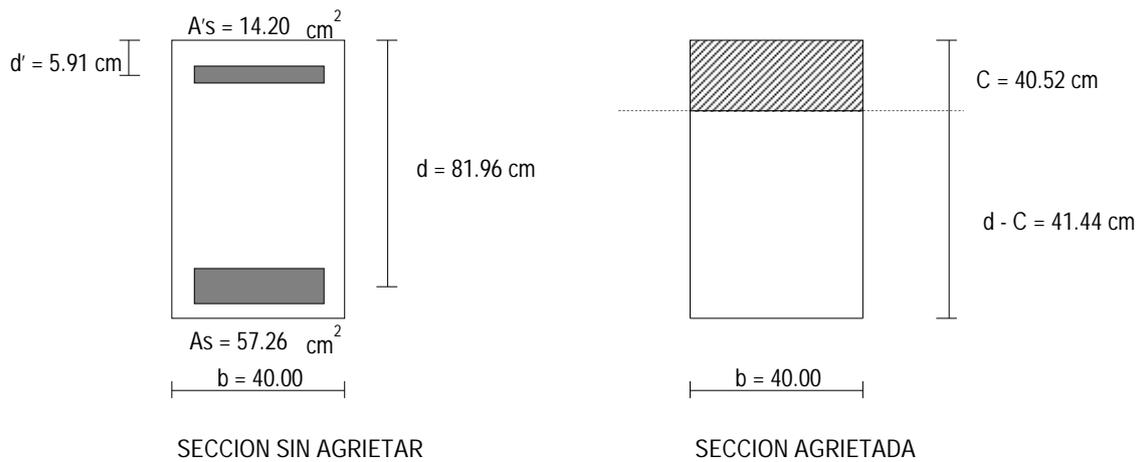
El diseño se hará por corte.

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
ESFUERZO ADMISIBLE POR CORTE	fs = 0.4 fy	1680.00	kg/cm ²
AREA DE ACERO NECESARIA	As = FR / fs	5.11	cm ²
ACERO SELECCIONADO	∅	3/4	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.91	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.84	cm ²
NUMERO DE VARILLAS NECESARIO	Nv = As / Av	2.00	varillas/apoyo

LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCION

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD DE DESARROLLO 1	Ld = 0.06Av.fy/(f 'c) ^{1/2}	49.39	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 2	Ld = 0.006Dv.fy	48.13	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 3	Ld = 30 cm	30.00	cm
TOMANDO EL MAYOR DE LOS TRES	Ld	49.00	cm

CONTRAFLECHA



1. MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA

La sección transversal del puente, se comporta como un sólo elemento debido al monolitismo que le confiere el colado simultáneo de la losa y vigas básicamente; sin embargo, el agrietamiento de las vigas reduce el momento de inercia centrodal de la sección

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
CUANTIA DE ACERO EN TRACCION	$p = As/(b \cdot d)$	0.01747	adim
CUANTIA DE ACERO EN COMPRESION	$p' = A's/(b \cdot d)$	0.00433	adim
RELACION MODULAR	$n = Es/Ec$	9.597	adim
CENTROIDE DEL ACERO EN COMPRESION	d'	5.91	cm
PERALTE EFECTIVO	d	81.96	cm
COEFICIENTE K	$K = \sqrt{(p + p')^2 \cdot n^2 + 2n \cdot (p + p' \cdot \frac{d'}{d})} - (p + p') \cdot n$	0.49	adim
PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO	$C = K \cdot d$	40.52	cm
ANCHO TOTAL DEL PUENTE	Bt	500.00	cm
MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA	$I_p = Bt \cdot C^3 / 12$	2772530.86	cm ⁴

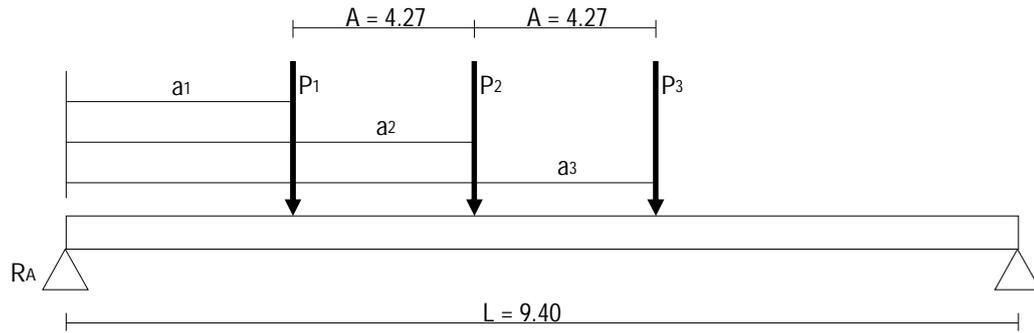
2. DEFLEXION INMEDIATA POR CARGA PERMANENTE

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	E_c	218819.79	kg/cm ²
CARGA MUERTA (Por metro lineal de puente)	WD	60.14	kg/cm
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	940.00	cm
DEF. INMEDIATA POR CARGA PERMANENTE	$y = \frac{5WD \cdot L^4}{384Ec \cdot I_p}$	1.01	cm

3. DEFLEXION DIFERIDA POR CARGA PERMANENTE

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
PARAMETRO (Para 5 años a más)	ϵ	2.00	adim
COEFICIENTE DE DEFLEXION DIFERIDA	$\dagger = \frac{\nu}{1 + 50p'}$	1.64	adim
DEF. DIFERIDA POR CARGA PERMANENTE	$y_d = \dagger y$	1.66	cm

4. DEFLEXION POR CAMION DE DISEÑO



DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA MOMENTO	$L_{dos} = A(1 + \sqrt{2})$	10.31	m
LIMITE INFERIOR PARA MOMENTO	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.29	m
CONCLUSION	Luno < L < Ldos	Dos ejes producen la máxima deflexión	
CARGA DE LA RUEDA DELANTERA	P	2000.00	kg
NUMERO DE VIAS	N	1	unidades
IMPACTO	I	0.33	adim
CARGA N° 01	$P_1 = 8.P(1 + I)N$	21280.000	kg
CARGA N° 02	$P_2 = 8.P(1 + I)N$	21280.00	kg
CARGA N° 03	$P_3 = 0$	0.00	kg
DISTANCIA N° 01	$a_1 = (L - A)/2$	256.50	cm
DISTANCIA N° 02	$a_2 = a_1 + A$	683.50	cm
DISTANCIA N° 03	$a_3 = 0$	0.00	cm
DISTANCAIA PARA MAXIMA DEFLEXION	$X = L/2$	470.00	cm
REACCION EN A	$R_A = \frac{P_1(L - a_1) + P_2(L - a_2) + P_3(L - a_3)}{L}$	21280.00	kg
COEFICIENTE DE INTEGRAL	$C_1 = \frac{1}{6L} \sum_1^n P_k a_k (L - a_k)(2L - a_k)$	2.15E+09	kg.cm ²
DEFLEXION POR CAMION DE DISEÑO	$\Delta_{cd} = \frac{-R_A x^3}{6} + \frac{P_1(x - a_1)^3}{6} + \frac{C_1 x}{Ec \cdot I_p}$	1.11	cm

5. DEFLEXION POR EVACUACION DE AGUAS

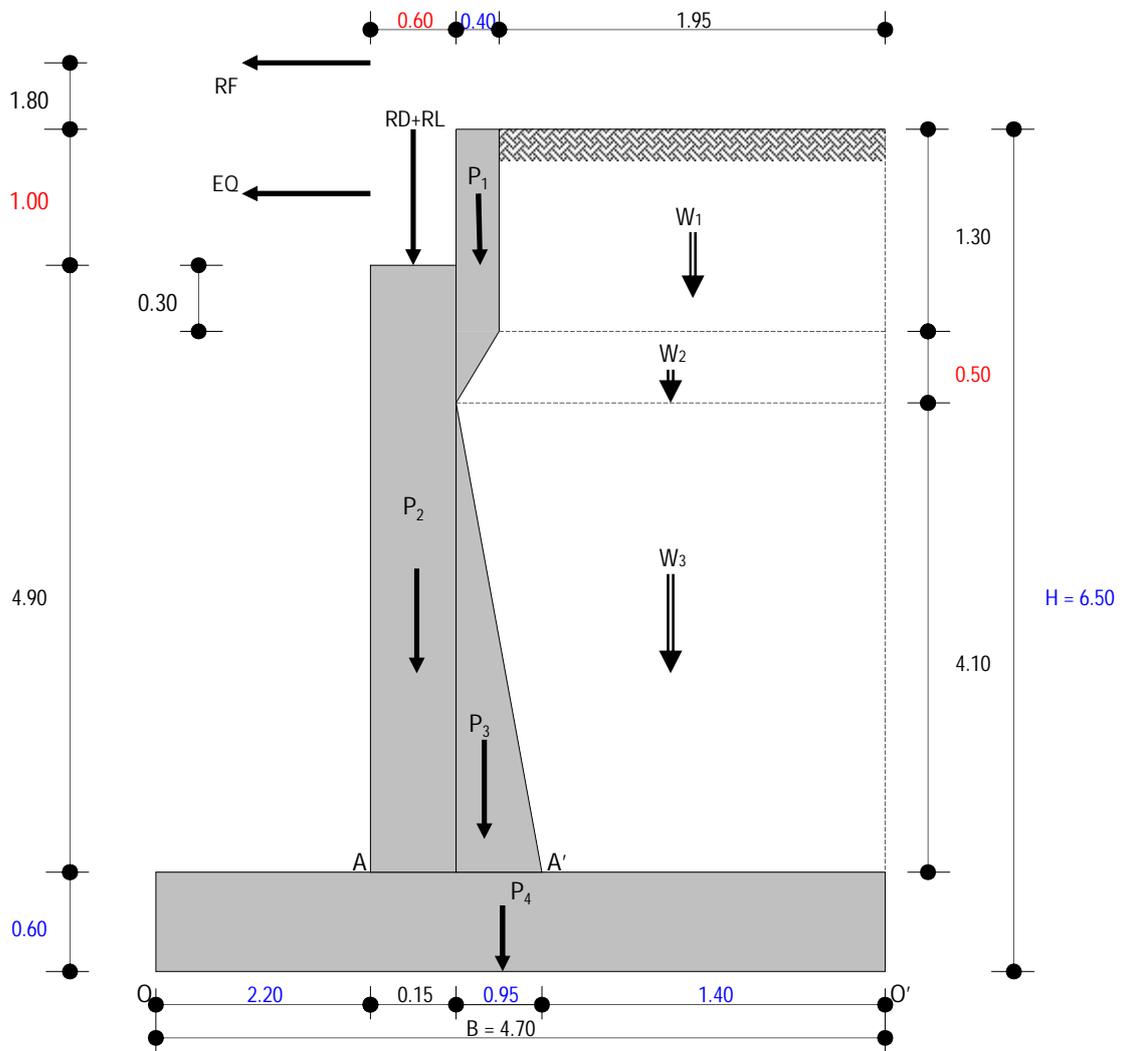
DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
DEFLEXION POR EVACUACION DE AGUAS	$\Delta_{H_2O} \geq \left(\frac{L+c}{2}\right) 0.5\%$	2.50	cm

6. CONTRAFLECHA TOTAL

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
CONTRAFLECHA TOTAL	$\Delta = y + y_d + \Delta_{cd} + \Delta_{H_2O}$	6.00	cm

ESTRIBO EN VOLADIZO

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.30	g
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	$K_H = A / 2$	0.15	g
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	K_v	0.05	g
ALTURA SOBRECARGA VEHICULAR	h'	0.72	m
PRESION POR SOBRECARGA	$q = \gamma \cdot h'$	1.44	Tn/m ²
PESO UNITARIO DEL SUELO	γ	2.00	Tn/m ³
ANGULO INCLINACION DEL RELLENO	α	0.00	°
ANGULO FRICCION INTERNA DEL RELLENO	ϕ	34.00	°
ANGULO FRICCION ENTRE RELLENO Y EL ESTRIBO	δ	30.00	°
ANGULO CARA POSTERIOR DEL ESTRIBO	θ	13.05	°
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	σ_t	2.03	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL CONCRETO	$f'c$	210.00	kg/cm ²
FRICCION CONCRETO SOBRE CONCRETO	fr	0.70	adim
FRICCION CONCRETO SOBRE SUELO CIMIENTO	frs	0.60	adim
RECUBRIMIENTO LIBRE	r	10.00	cm



1. REACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

1.1. POR CARGA MUERTA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE	$L_t = L' + 2 \cdot c$	10.00	m
PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE	WD	5.56	Tn/m/puente
PESO TOTAL DEL PUENTE	$PT = L_t \cdot WD + Nd \cdot Pd$	55.63	Tn
ANCHO TOTAL DEL PUENTE	BT	5.00	m
ANCHO ADICIONAL EN EL ESTRIBO	Ba	0.40	m
ANCHO TOTAL DEL ESTRIBO	$BE = BT + 2 \cdot Ba$	5.80	m
REACCION POR CARGA MUERTA	$RD = PT / (2 \cdot BE)$	4.80	Tn/m

1.2. POR CARGA VIVA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	9.40	m
NUMERO DE VIAS	Nv	1.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
SEPARACION MINIMA ENTRE EJES	A	4.27	m
REACCION TOTAL POR CARGA VIVA	$PL = P \cdot Nv \cdot (18L - 12A)/L$	25.10	Tn
REACCION POR CARGA VIVA	$RL = PL / BE$	4.33	Tn/m

1.3. POR SISMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.30	m
REACCION POR CARGA MUERTA	RD	4.80	Tn/m
REACCION POR SISMO	$EQ = RD \cdot A$	1.44	Tn/m

1.4. POR FRENADO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
NUMERO VIAS IGUAL SENTIDO TRAFICO	Nvi	1.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
PESO TOTAL CAMION DE DISEÑO	$18 \cdot P$	36.00	Tn
FUERZA DE FRENADO	$FF = 0.25 \cdot (18 \cdot P)$	9.00	Tn
REACCION POR FRENADO	$RF = FF / BE$	1.55	Tn/m

2. FUERZAS Y MOMENTOS POR PESO PROPIO

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m
P1	1.55	2.54	3.94
P2	7.35	2.28	16.72
P3	4.87	2.67	12.98
P4	7.05	2.35	16.57
W1	5.07	3.73	18.89
W2	2.15	3.62	7.79
W3	15.38	3.74	57.54
F0	43.41	M0	134.42

3. EMPUJE DEL RELLENO CON SISMO Y SOBRECARGA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ANGULO θ_0	$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_H}{1-K_V} \right)$	8.97	°
COEFICIENTE PARA EMPUJE ACTIVO DE RELLENO	$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_0) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$	0.51	adim

3.1. EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H ₀ m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H ₀ m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de O	6.50	$E_{HO} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_0^2}{2} \cos\alpha + \frac{q \cos\alpha}{\cos(\alpha - \gamma)} H_0 \right] C_{ea}$	22.44	2.60	MEH	58.34

3.2. EMPUJE VERTICAL

EMPUJE VERTICAL	H ₀ m	FORMULA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de O	6.50	$E_{VO} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_0^2}{2} \text{sen}\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_0 \right] C_{ea}$	14.89	4.70	MEV	69.96

4. ESTABILIDAD Y PRESIONES EN OO' PARA ESTRIBO DESCARGADO

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
FV	F ₀ + E _{vo}	58.30	Tn
FH	E _{HO}	22.44	Tn
Mr	M ₀ + M _{EV}	204.38	Tn.m
Mv	M _{EH}	58.34	Tn.m
ANCHO	B	4.70	m
Coef. Fric.	frs	0.60	adim

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (M_r - M_v) / F_V$	-0.16	$< B/6 = 0.78$	CONFORME
ESF. EN O	$1 = F_V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	9.95	27.00	CONFORME
ESF. EN O'	$2 = F_V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	14.86	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = F_V \cdot frs / F_H$	1.56	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = M_r / M_v$	3.50	> 1.50	CONFORME

NOTA : La combinación de cargas usada para evaluar las sección OO', corresponde a la hipótesis VII de las normas AASHTO, (EVENTO EXTREMO I, en el actual reglamento). Por esta razón la capacidad del terreno se incrementa en 33%.

5. ESTABILIDAD Y PRESIONES EN OO' PARA ESTRIBO CARGADO

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	NOMBRE
RD	4.80	2.28	10.91	MRD
RL·(1+I)	5.76	2.28	13.09	MRL
EQ	1.44	6.00	8.63	MEQ
RF	1.55	8.30	12.88	MRF

La reacción por carga viva RL es afectada por el impacto, según reglamento.

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
FV	$F_0 + E_{v0} + RD + RL$	68.85	Tn
FH	$E_{H0} + EQ + RF$	25.43	Tn
Mr	$M_0 + ME_{V0} + MRD + MRL$	228.39	Tn.m
Mv	$M_{EH} + MEQ + MRF$	79.85	Tn.m
ANCHO	B	4.70	m
Coef. Fric.	frs	0.60	adim

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (Mr - Mv) / FV$	0.19	$< B/6 = 0.78$	CONFORME
ESF. EN O	$1 = FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	18.25	27.00	CONFORME
ESF. EN O'	$2 = FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	11.05	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = FV \cdot frs / FH$	1.62	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = Mr / Mv$	2.86	> 1.50	CONFORME

6. DISEÑO DE LA PANTALLA

A. CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H _A m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H _A m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	5.90	$E_{HA} = (1 - K_v) \left[x \frac{H_A^2}{2} \cos u + \frac{q \cos u}{\cos(u - r)} H_A \right] C_{ea}$	18.87	2.36	M _{EHA}	44.53

FUERZAS HORIZONTALES QUE TRANSMITE LA SUPERESTRUCTURA

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	NOMBRE
EQ	1.44	5.40	7.77	MEQ _A
RF	1.55	7.70	11.95	MRF _A

ACERO PRINCIPAL

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.35 \cdot M_{EHA} + 1.75 \cdot M_{RFA} + M_{EQA}$	88.79	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D _v	1.59	cm
AREA DE VARILLA	A _v	2.00	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = B_A - (D_v/2 + r)$	99.21	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{w f' c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f' c \cdot b \cdot d}{f_y}$	24.38	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot B_A$	19.80	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A _s	24.38	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	9.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f' c \cdot b}$	5.74	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	6.75	cm
RELACION	C/d	0.068	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

VERIFICACION POR CORTE EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ACTUANTE	$V = 1.35 \cdot E_{HA} + 1.75 \cdot RF + EQ$	29.63	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = w \cdot 0.53 \sqrt{f' c} \cdot b \cdot d$	64.76	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CONFORME	

La sección no necesita acero por corte.

B. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL EN LA PANTALLA A 5.35 m DE PROFUNDIDAD

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H _y m	FORMULA	VALOR Tn	0.4· H _y m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de O	5.35	$E_{HY} = (1 - Kv) \left[x \frac{H_y^2}{2} \cos \alpha + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - r)} H_y \right] Cea$	15.87	2.14	MEHY	33.95

FUERZAS HORIZONTALES QUE TRANSMITE LA SUPERESTRUCTURA

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	NOMBRE
EQ	1.44	4.85	6.98	MEQY
RF	1.55	7.15	11.09	MRFY

ACERO PRINCIPAL

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.35 \cdot MEHY + 1.75 \cdot MRFY + MEQY$	72.23	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = B_y - (Dv/2 + r)$	86.46	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{w f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y}$	22.81	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot B_y$	17.51	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	22.81	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	9.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	5.37	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	6.31	cm
RELACION	C/d	0.073	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

C. ACERO EN COMPRESIÓN PARA LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO EN COMPRESION	$A's = 0.0012 \cdot b \cdot B_{PROMEDIO}$	6.60	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{A's}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

D. ACERO HORIZONTAL PARA LA PANTALLA EN CADA CARA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	$A's = (0.0020 \cdot b \cdot B_{PROMEDIO})/2$	5.50	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{A's}$	23.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

7. DISEÑO DEL ESPALDAR DE LA CAJA DEL ESTRIBO

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H _p m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H _p m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	1.00	$E_{HP} = (1 - Kv) \times \left[\frac{H_p^2}{2} \cos u + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \gamma)} H_p \right] C_{ea}$	1.13	0.40	M _{EHP}	0.45

FUERZA HORIZONTAL POR FRENADO DE LA RUEDA MAS PESADA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA RUEDA MAS PESADA	4 · P	8.00	Tn
FUERZA DE FRENADO	FF = 0.25 · 4 · P	2.00	Tn
MOMENTO POR FRENADO	MF = 4 · P · H _p	2.00	Tn.m

ACERO POSITIVO Y NEGATIVO EN ESPALDAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	Mu = 1.35·M _{EHP} + 1.75·MF	4.11	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	∅	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
PERALTE EFECTIVO	d = B _{ESPALDAR} - (Dv/2 + r)	29.37	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{wf'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{fy}$	3.76	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	As _{min} = 0.0018 · b · d	5.29	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	5.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	Sp = $\frac{100 \cdot Av}{As}$	25.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	Sp < 45 cm	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	a = $\frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	1.24	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	C = a/β ₁ β ₁ = 0.85	1.46	cm
RELACION	C/d	0.050	adim
VERIFICACION SECCION	C/d ≤ 0.42	CONFORME	

ACERO HORIZONTAL PARA EL ESPALDAR EN CADA CARA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	A's = (0.0020 · b · B _{ESPALDAR})/2	4.00	cm ²
ACERO SELECCIONADO	∅	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	0.95	cm
AREA DE VARILLA	Av	0.71	cm ²
ESPACIAMIENTO	Sp = $\frac{100 \cdot Av}{A's}$	18.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	Sp < 45 cm	CONFORME	

8. DISEÑO DE LA CIMENTACION

8.1. DISEÑO DEL TALON ANTERIOR

Se diseña con los esfuerzos que producen las fuerzas actuantes factorizadas, cuando el estribo está cargado.

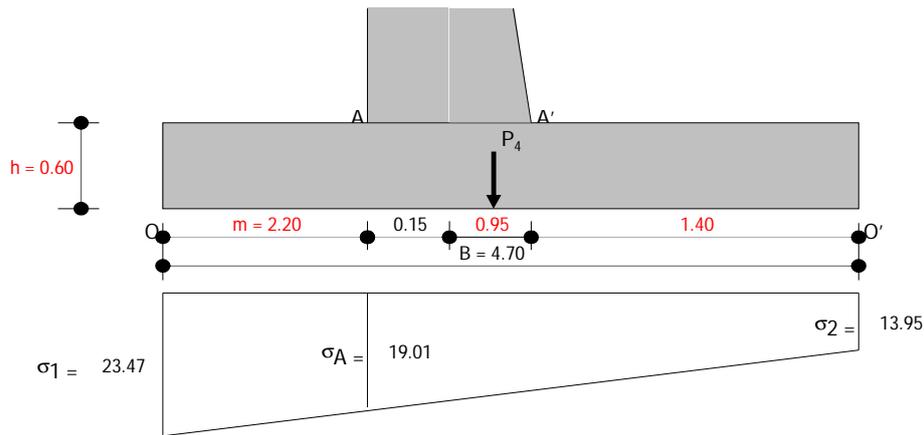
CUADRO DE FUERZAS Y MOMENTOS FACTORIZADOS

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
FV	1.25F _O + 1.35E _{vo} + 1.25RD + 1.75RL	87.93	Tn
FH	1.35E _{HO} + 1.75RF + EQ	34.44	Tn
Mr	1.25M _O + 1.35M _{Ev} + 1.25MRD + 1.75MRL	299.03	Tn.m
Mv	1.35M _{EH} + 1.75MRF + MEQ	109.92	Tn.m
ANCHO	B	4.70	m
Coef. Fric.	frs	0.60	adim

ESFUERZOS FACTORIZADOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNID
EXCENTRICIDAD	e = B/2 - (Mr - Mv)/ FV	0.20	m
ESF. EN O	1 = FV/B · (1 + 6 · e/B)	23.47	Tn/m ²
ESF. EN O'	2 = FV/B · (1 - 6 · e/B)	13.95	Tn/m ²

DIAGRAMA DE ESFUERZOS FACTORIZADOS ESTRIBO CARGADO



ACERO PRINCIPAL TALON ANTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO PESO PROPIO DE TALON	$M_{pp} = 1.25(h \cdot m^2 / 2) \cdot 2.50$	4.54	Tn.m
MOMENTO ULTIMO	$M_u = \sigma_A m^2 / 2 + 2(\sigma_1 - \sigma_A) \cdot m^2 / 3 - M_{pp}$	55.86	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.59	cm
AREA DE VARILLA	A_v	2.00	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - (D_v / 2 + r)$	49.21	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{w f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y}$	32.57	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h$	10.80	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	32.57	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	7.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	7.66	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	9.02	cm
RELACION	C/d	0.183	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

VERIFICACION POR CORTE EN TALON ANTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE PESO PROPIO DE TALON	$V_{pp} = 1.25(m \cdot h) \cdot 2.50$	4.13	Tn
CORTANTE ACTUANTE	$V = (\sigma_1 + \sigma_A) \cdot m / 2 - V_{pp}$	42.61	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = w \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	32.12	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CORREGIR	

8.2. DISEÑO DEL TALON POSTERIOR

Se diseña con los esfuerzos que producen las fuerzas actuantes factorizadas, cuando el estribo está descargado.

NOTA: "Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o capacidad de carga de algún componente del puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de cargas con el mínimo valor de tal carga permanente." (REGLAMENTO)

Tal es el caso para el diseño del talón posterior, por esta razón F_o y M_o tienen factor 1 de carga.

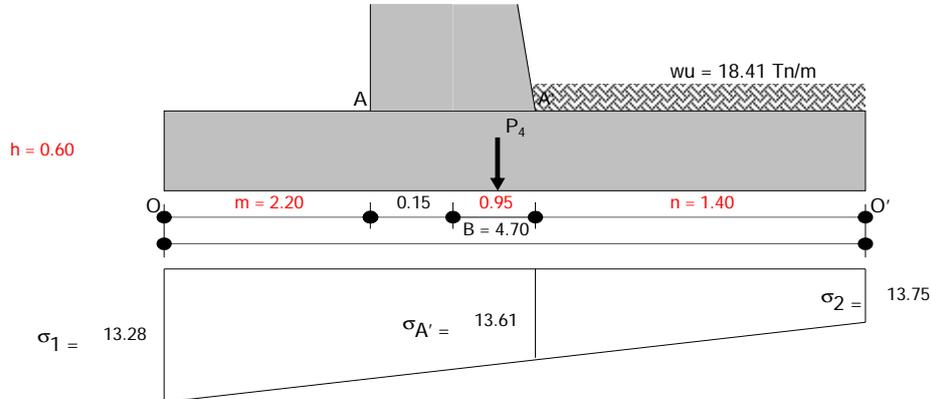
CUADRO DE FUERZAS Y MOMENTOS FACTORIZADOS

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
FV	$F_o + 1.35 E_{vo}$	63.51	Tn
FH	$1.35 E_{ho}$	30.29	Tn
Mr	$M^o + 1.35 M_{EV}$	228.87	Tn.m
Mv	$1.35 M_{EH}$	78.75	Tn.m
ANCHO	B	4.70	m
Coef. Fric.	f_{rs}	0.60	adim

ESFUERZOS FACTORIZADOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNID
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (Mr - Mv)/FV$	-0.01	m
ESF. EN O	$\sigma_1 = FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	13.28	Tn/m ²
ESF. EN O'	$\sigma_2 = FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	13.75	Tn/m ²

DIAGRAMA DE ESFUERZOS FACTORIZADOS ESTRIBO DESCARGADO



ACERO PRINCIPAL TALON POSTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA RELLENO MAS SOBRECARGA	$wu = 1.25H \cdot \gamma + 1.50h' \cdot \gamma$	18.41	Tn/m
MOMENTO RELLENO MAS SOBRECARGA	$Mrs = wu \cdot n^2 / 2$	18.04	Tn.m
MOMENTO PESO PROPIO DE TALON	$Mpp = 1.25(h \cdot n^2 / 2) \cdot 2.50$	1.84	Tn.m
MOMENTO ULTIMO	$Mu = Mpp + Mrs - \left[\frac{\sigma_2 n^2}{2} + \frac{(\sigma_{A'} - \sigma_2) \cdot n^2}{6} \right]$	6.45	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - (Dv/2 + r)$	49.21	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{w \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{fy}$	3.50	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$	10.80	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	10.80	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	19.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	2.54	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	2.99	cm
RELACION	C/d	0.061	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

VERIFICACION POR CORTE EN TALON POSTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE PESO PROPIO DE TALON	$Vpp = 1.25(m \cdot h) \cdot 2.50$	2.63	Tn
CORTANTE RELLENO MAS SOBRECARGA	$Vrs = n \cdot wu$	25.77	Tn
CORTANTE ACTUANTE	$V = Vpp + Vrs - (\sigma_{A'} + \sigma_2) \cdot n / 2$	9.25	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$Vc = w \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	32.12	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$Vc > V$	CONFORME	

ACERO TRANSVERSAL EN CIMENTACION

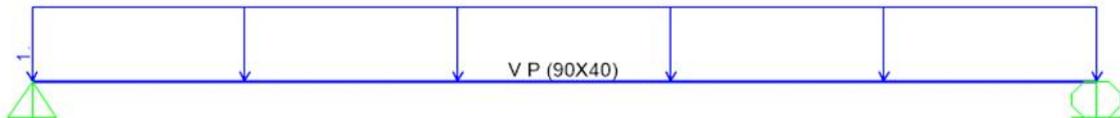
DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	$A's = (0.0020 \cdot b \cdot h) / 2$	6.00	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	33.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

IV. CAPITULO: CALCULO DEL REFORZAMIENTO DEL PUENTE CON CFRP

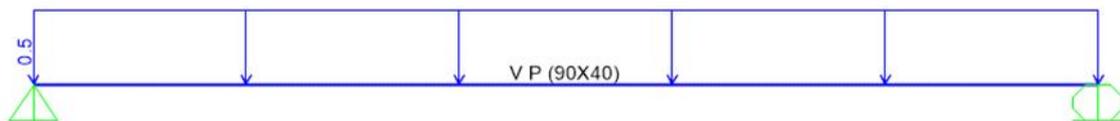
4.1. Calculo De La Flecha Máxima

Cargas Muertas

1.-) Peso de la Losa = 1.00 t/m



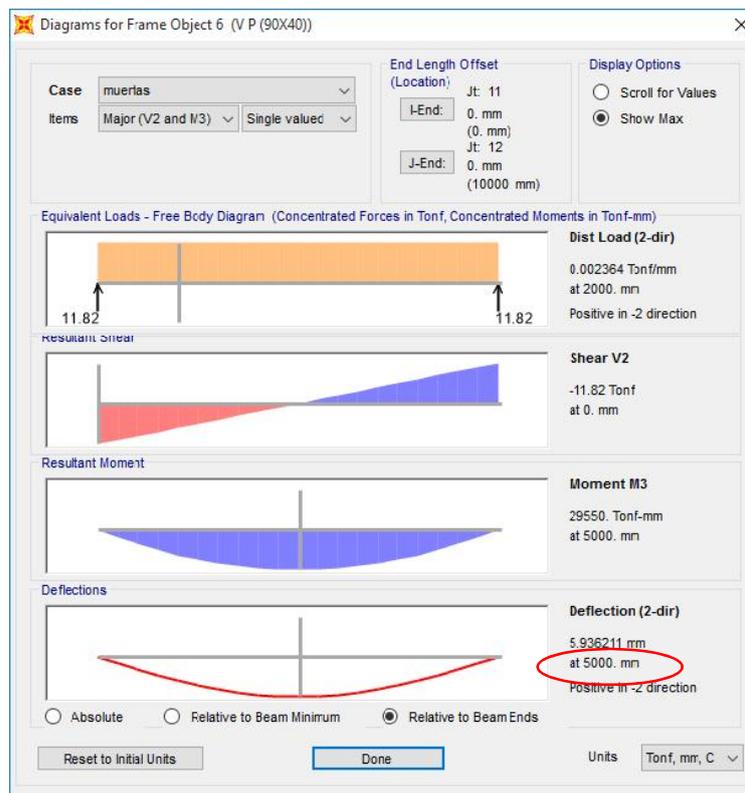
2.-) Peso de Veredas y Barandas = 0.50 t/m



3.-) Peso de la Viga: calculado en programa SAP2000 = 0.86 t/m

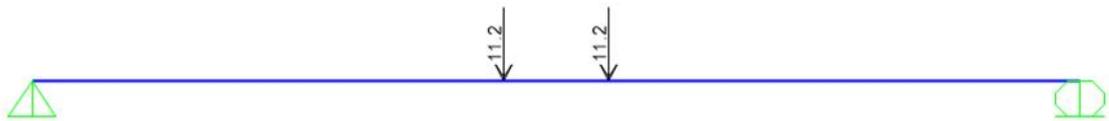
Cargas Muertas Total = 2.36 t/m

Máxima Flecha por Cargas Muertas = 5.936 mm



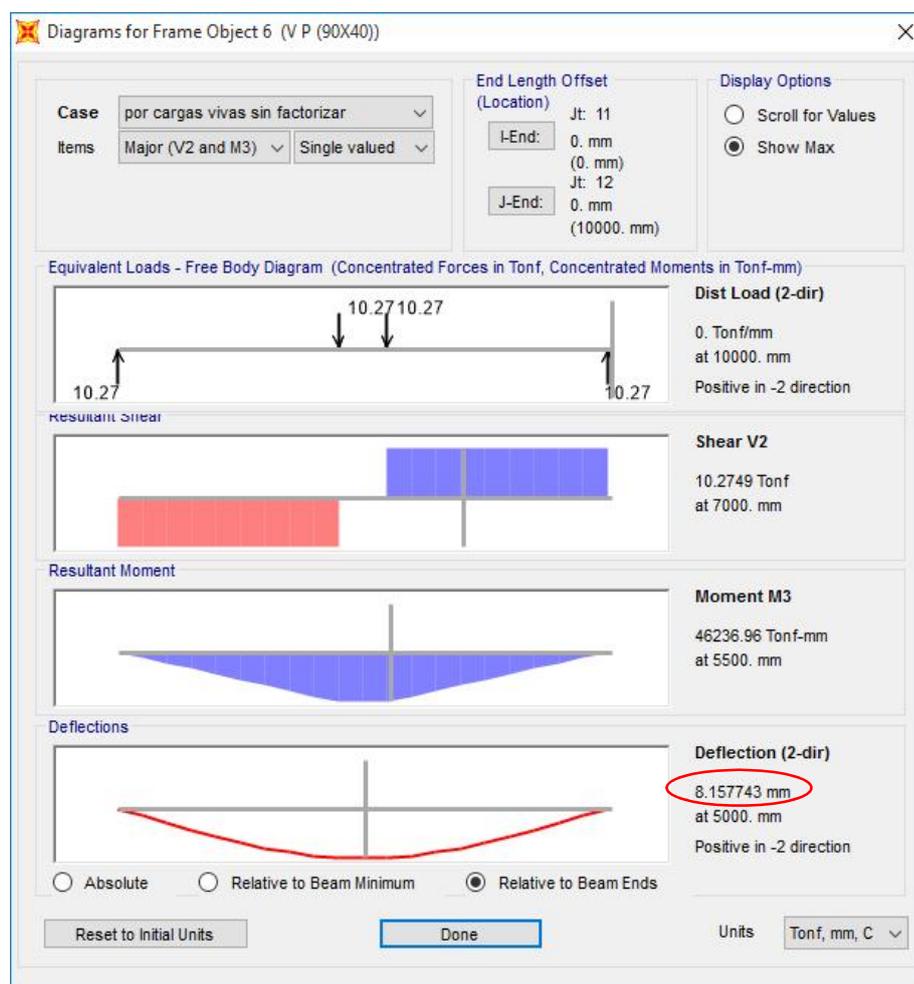
Cargas Vivas

1.-) Por Eje Tándem = 11.20 ton



2.-) Por Impacto = $0.30\% \times 11.20 \text{ tn} = 14.56 \text{ tn}$

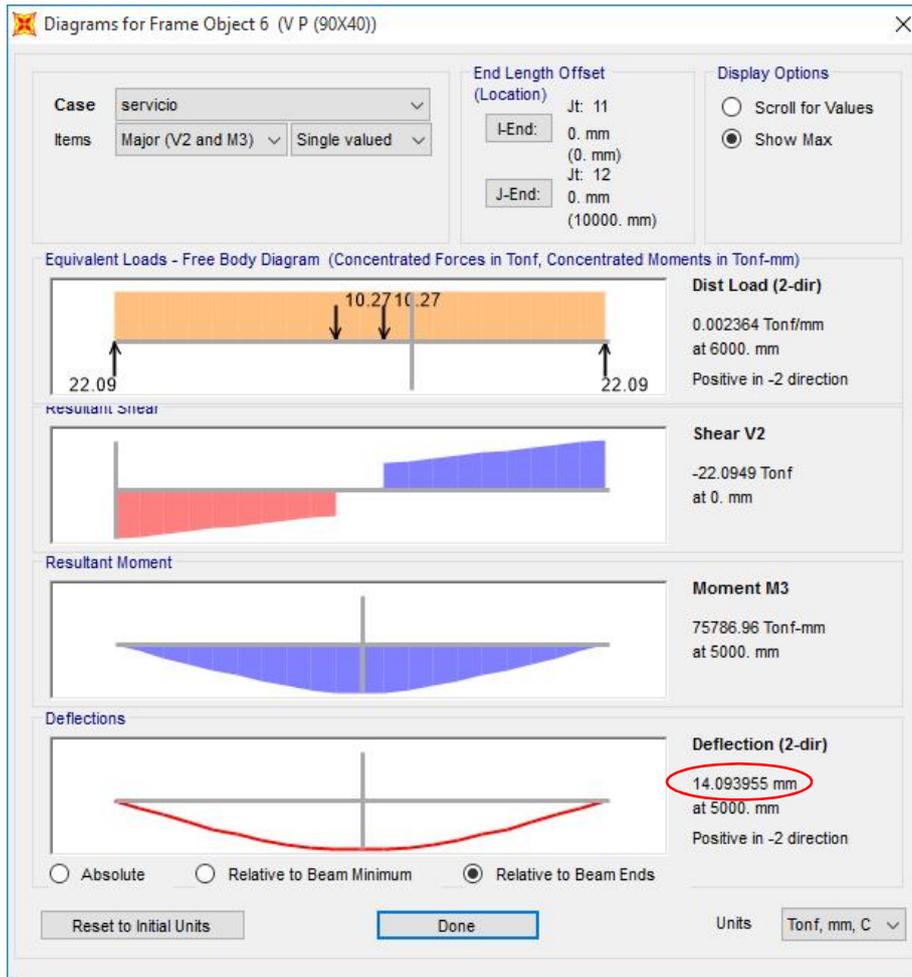
Máxima Flecha por Cargas Vivas = 8.157 mm



Carga de Servicio

1.-) Carga de Servicio = Carga Muerta + Carga Viva

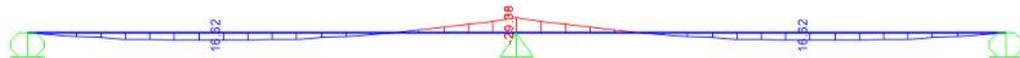
Máxima Flecha por Carga de Servicio = 14.093 mm



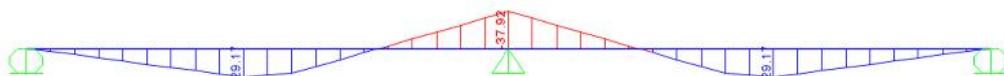
4.2. Cálculo De La Flecha Máxima A Más De 5 Años

Si tomamos los momentos como si fueran dos tramos continuos para tener momentos negativos entonces:

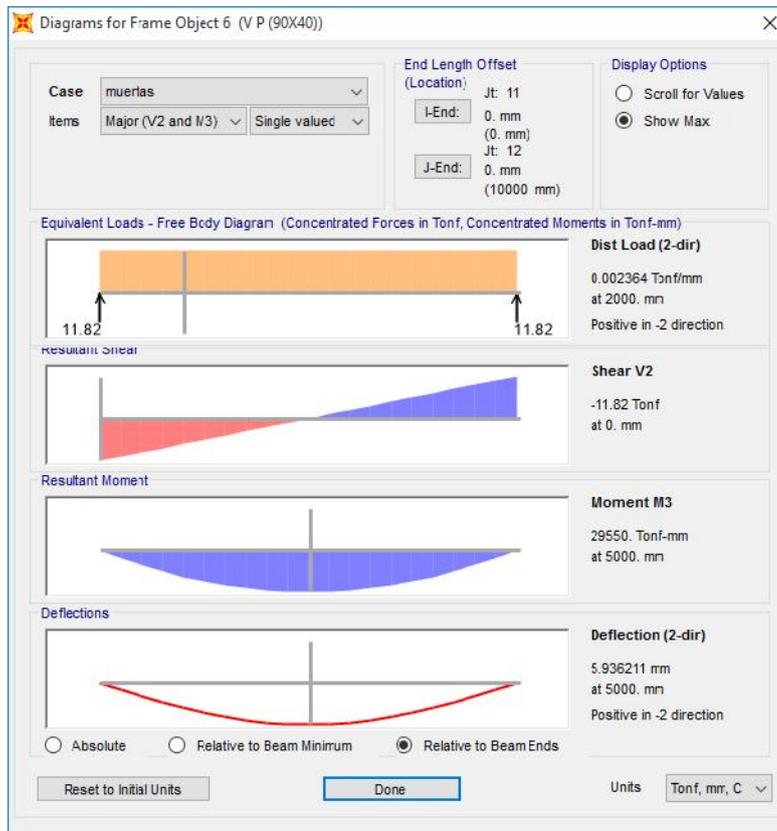
Momentos por Cargas Muertas



Momentos por Cargas Vivas

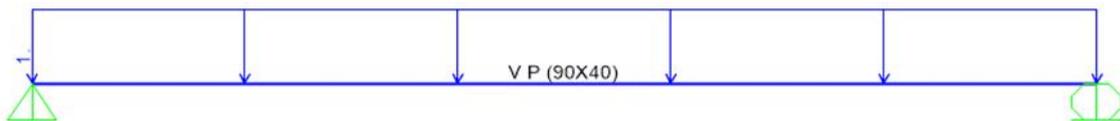


CALCULO DE LA FLECHA MÁXIMA

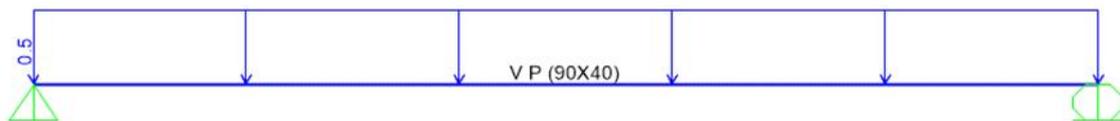


Cargas Muertas

1.-) Peso de la Losa = 1.00 t/m



2.-) Peso de Veredas y Barandas = 0.50 t/m



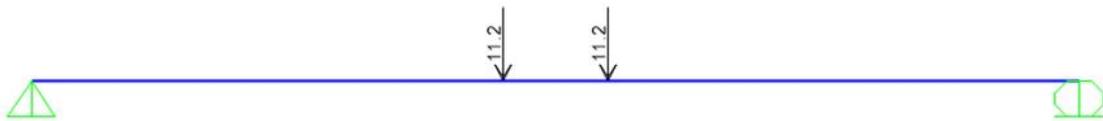
3.-) Peso de la Viga: calculado en programa SAP2000 = 0.86 t/m

Cargas Muertas Total = 2.36 t/m

Máxima Flecha por Cargas Muertas = 5.936 mm

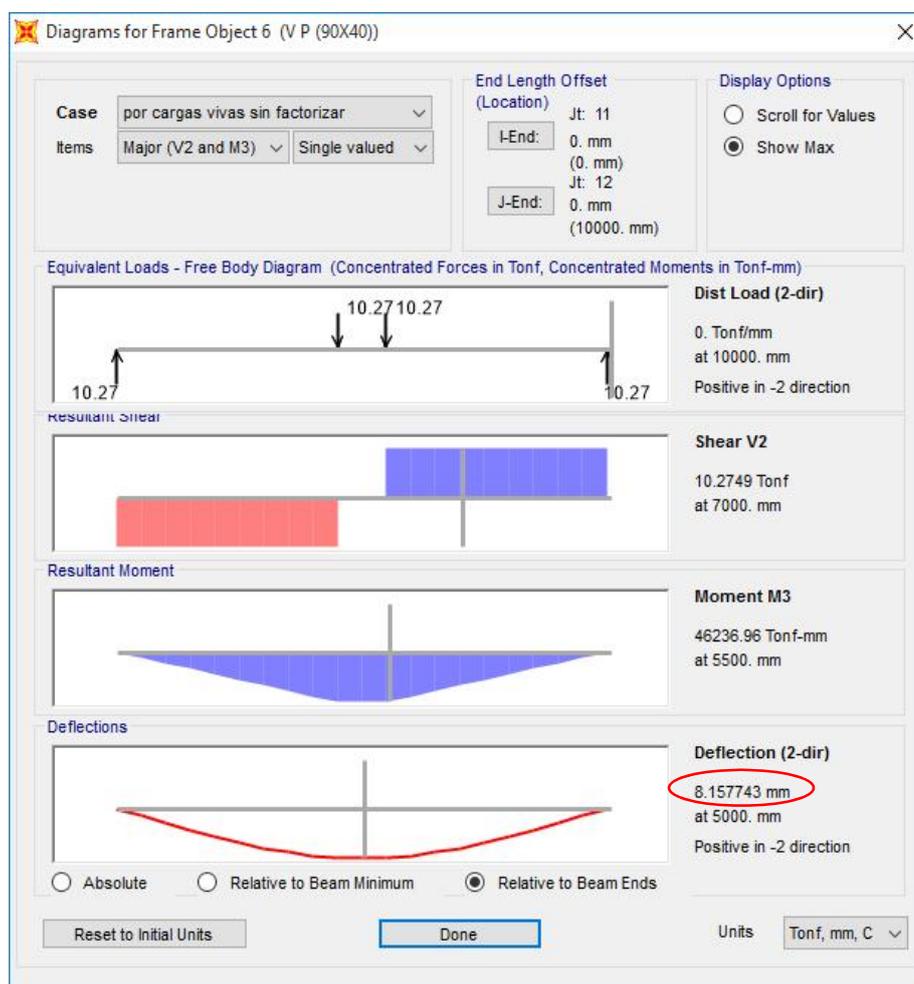
Cargas Vivas

1.-) Por Eje Tandem = 11.20 tn



2.-) Por Impacto = $0.30\% \times 11.20 \text{ tn} = 14.56 \text{ tn}$

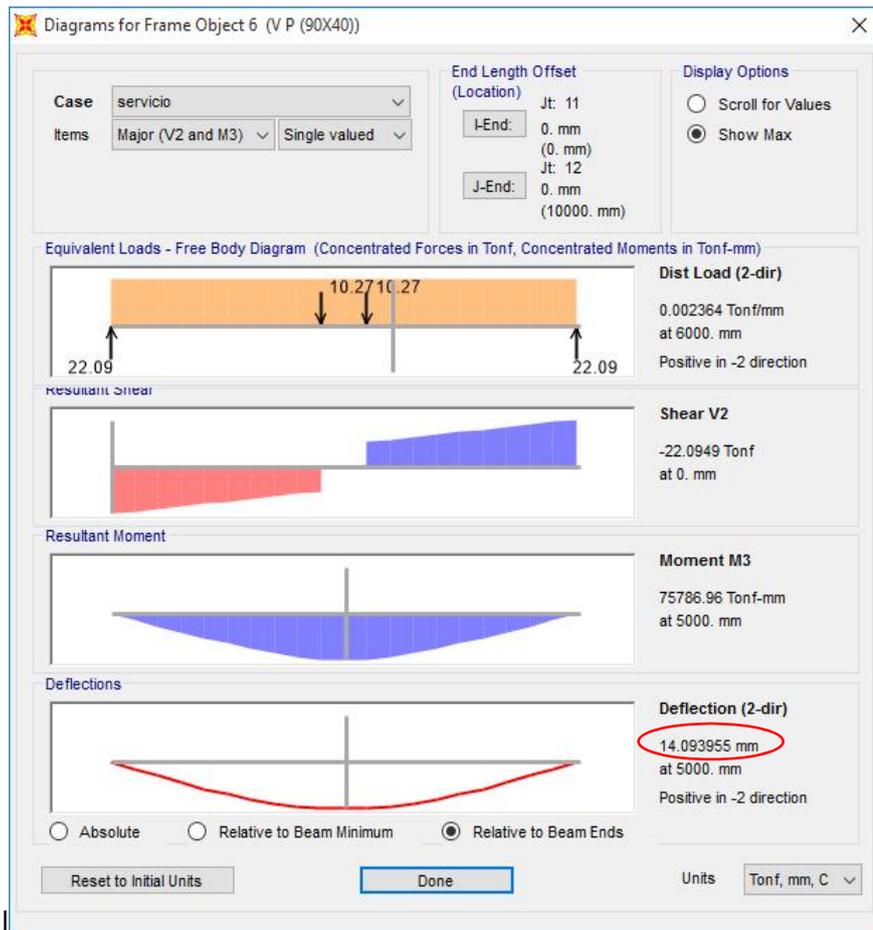
Máxima Flecha por Cargas Vivas = 8.157 mm



Carga de Servicio

1.-) Carga de Servicio = Carga Muerta + Carga Viva

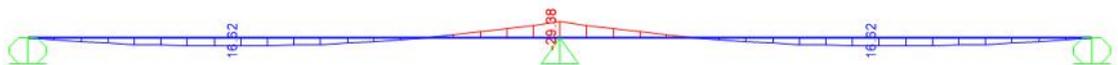
Máxima Flecha por Carga de Servicio = 14.093 mm



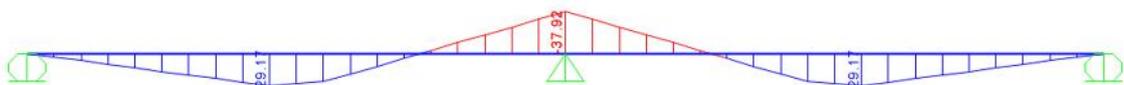
CALCULO DE LA FLECHA MÁXIMA A MÁS DE 5 AÑOS

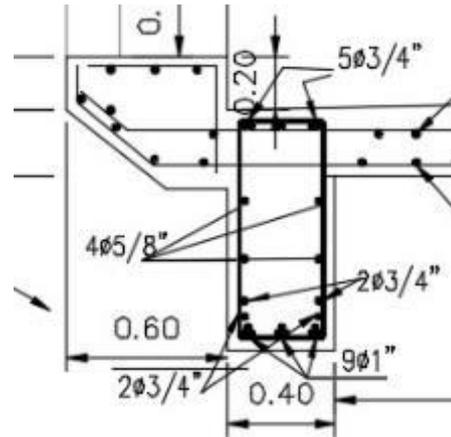
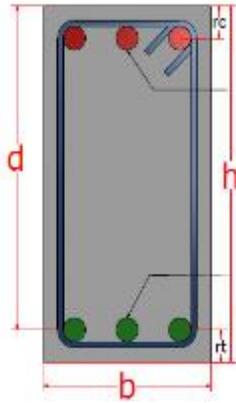
Si tomamos los momentos como si fueran dos tramos continuos para tener momentos negativos entonces:

Momentos por Cargas Muertas



Momentos por Cargas Vivas



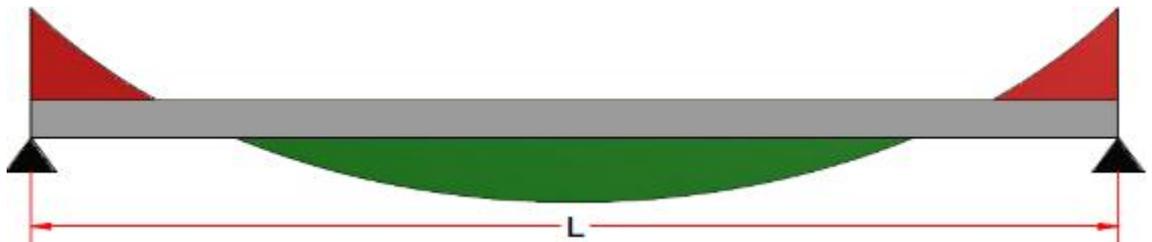


$$M = 29.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M = 29.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M = 37.92 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M = 37.92 \text{ t} \cdot \text{m}$$



$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$M = 16.62 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M = 29.17 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$14.20 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$

$$14.20 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$

$$14.20 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$



$$57.26 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$

$$57.26 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$

$$57.26 \text{ c} \cdot \text{m}^2$$

A más de 5 años

$$\text{Flecha máxima total} = Y_t = 2.528 \text{ c}$$

$$\text{Suma de Momentos Actuantes Negativos: MDI + MLi} = 67.30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Suma de Momentos Actuantes Positivos: $MD + ML = 45.79 \text{ tn.m}$

Suma de Momentos Actuantes Negativos: $MDI + MLI = 67.30 \text{ tn.m}$

1.-) Momento de Inercia de la Sección Bruta: **I_g**

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 0.0243$$

2.-) Calculo del Momento de Fisuración del Concreto: **M_{cr}**

$$f'c = 2 \text{ k / c }^2$$

$$M_{cr} = \frac{\sqrt[4]{f'c}}{b} \times I_g = 18.072 \text{ tn.m}$$

n=8

d=81 cm

$\frac{1}{2}b^2 + (2n - 1)A's(c - r_1) = n(d - c) \rightarrow$ Momt. Inercia Zona Fisurada

$$C = 30.02 \text{ cm}$$

$$C = -63.574 \text{ cm}$$

Entonces tomamos el mayor Valor:

$$C = 30.02 \text{ cm}$$

4.3. Calculo del Momento de Inercia de la Sección Fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3}b^3 + n(d - c)^2 + (2n - 1)A's(c - d)^2$$

$$I_{cr} = 0.01645$$

Similarmente el Extremo Izquierdo Similarmente el Extremo Derecho

$$C = 11.267$$

$$C = 11.267$$

$$L_{ci} = 0.00576$$

$$L_{cd} = 0.00576$$

4.4. Cálculo del Momento de la sección Fisurada Promedio

$$I_{ef} = \frac{I_c + I_{cr} + 2I_{cr}}{4}$$

$$I_{cr} = 0.0111$$

Calculo de la Inercia Efectiva

Para el Centro de Luz

$$I_{ef} = \frac{M_c^2}{M^2} \times I_c + \left(1 - \frac{M_c^2}{M^2}\right) \times I_{cr} \leq I_c$$

$$I_g = 0.0243$$

$$I_{cr} = 0.01645$$

A = I_{ef} = 0.0265411, Si el Momento Actuante es MD = 16.62 tn.m

A1 = I_{ef} = 0.016936, Si el Momento Actuante es Ma = 45.79 tn.m

Para el Extremo Izquierdo

$$I_{ef} = \frac{M_c^2}{M^2} \times I_c + \left(1 - \frac{M_c^2}{M^2}\right) \times I_{cr} \leq I_c$$

$$I_g = 0.0243$$

$$I_{cr} = 0.00576$$

B = I_{ef} = 0.010074, Si el Momento Actuante es MDI = 29.38 tn.m

B1 = I_{ef} = 0.006118, Si el Momento Actuante es Mai = 67.30 tn.m

Para el Extremo Derecho

$$I_{ef} = \frac{M_c^2}{M^2} \times I_c + \left(1 - \frac{M_c^2}{M^2}\right) \times I_{cr} \leq I_c$$

$$I_g = 0.0243$$

$$I_{cr} = 0.00576$$

B = I_{ef} = 0.010074, Si el Momento Actuante es MDI = 29.38 tn.m

B1 = I_{ef} = 0.006118, Si el Momento Actuante es Mai = 67.30 tn.m

4.5. Calculo del Momento de inercia Efectiva

Solo para Carga Muerta

$$I_e = \frac{B + C + 2A}{4}$$

Por Carga de Servicio, Carga Muerta + Carga Viva

$$I_e = \frac{B1 + C1 + 2A1}{4}$$

Deflexión Inmediata Debido a Carga Muerta

$$y = \frac{5L^2}{48E} (M - 0.1(M + M))$$

$$Y = 0.401 \text{ cm}$$

Deflexión Inmediata Debido a Carga Viva

$$y = \frac{5L^2}{48E} (M - 0.1(M + M))$$

$$Y = 0.807 \text{ cm}$$

Deflexión Inmediata Debido a la Carga de Servicio

$$y = \frac{5L^2}{48E} (M - 0.1(M + M))$$

$$Y = 1.208 \text{ cm}$$

4.6. Calculo de la Deflexión Diferida

Asumiendo como un 50% de la Carga Viva Como Carga Sostenida se Tiene:

$$M_{cl} = M_D + 0.5M_L = 31.21 \text{ tn.m}$$

Mom. Centro de Luz

$$M_1 = M_{DI} + 0.5M_{Li} = 48.34 \text{ tn.m}$$

Mom. Lado Izquierdo

$$M_2 = M_{DD} + 0.5M_{Ld} = 48.34 \text{ tn.m}$$

Mom. Lado Derecho

Cuantía ' =

$$\rho' = \frac{A's}{b}$$

$$\rho' = 0.004383$$

$$F = 2.0$$

$$T = \frac{F}{1 + 50\rho'}$$

$$T = 1.6405$$

$$y_{i1} = \frac{5L^2}{48E} (M - 0.1(M1 + M2))$$

$$Y_{inst} = 0.805 \text{ cm}$$

Cálculo de la Deflexión Diferida Ydif

$$Y_{dif} = T * Y_{inst}$$

$$Y_{dif} = 1.320 \text{ cm}$$

Calculo de la Flecha Total Ytot

$$Y_{tot} = Y_{inst} + Y_{dif}$$

$$Y_{tot} = 2.528 \text{ cm}$$

PROPIEDADES DE LOS PRINCIPALES SISTEMAS CFRP COMITÉ ACI-440R-07

Resistencia a la Tracción 35500 kg/cm²

sistema	tipo de fibra	peso /m2	espesor de diseño	peso/m3	resistencia a la traccion	módulo de elasticidad de
FRP system	Fiber type	Weight g/m2 (lb/ft2)	Desing thickness mm (in.)	Weight g/m3	Tensile strength, MPa (ksi)(Kg/cm2)	Tensile modulus, GPa (ksi)(kg/cm2)
Tyfo SCH41 sheet	Carbon	644 (0.14)	1.0 (0.040)	644	985 (143)(10044.2)	95.8 (13,900)(976887.93)
MBRace CF 130	Carbon	300 (0.062)	0.17 (0.007)	51	3800(550)(38750)	227 (33,000)(2314755.3)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fibra de carbon

Material Type: Other

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 5.100E-08

Mass per Unit Volume: 5.201E-11

Units

Kgf, cm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2314760.

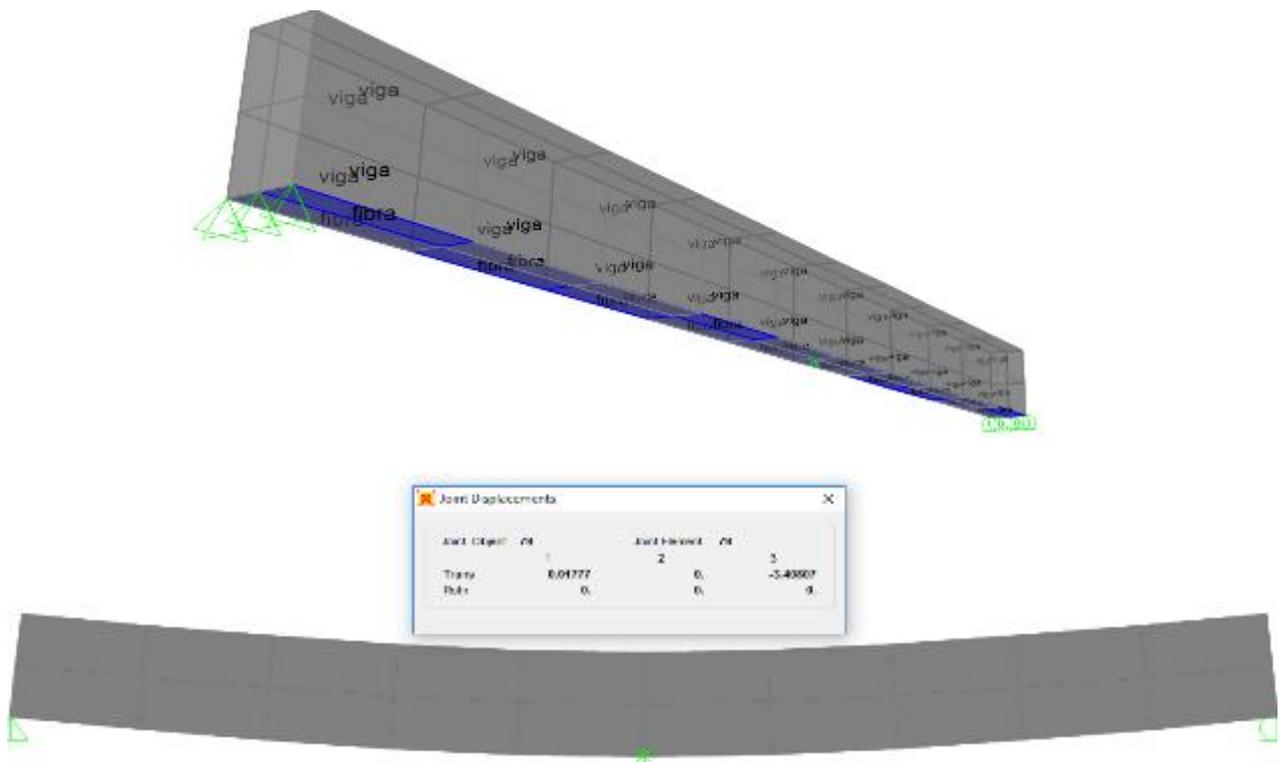
Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 890292.3

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel



Flecha Maxima por Servicio

Por Cargas de Servicio = 14.09 mm

Con CFRP = 3.41 mm

Con CFRP podriamos decir que se reduce la Flecha a 24%

La Flecha Maxima SIN CFRP esperada en MAS DE 5 AÑOS es de = 25.283 mm

La Flecha Maxima CON CFRP esperada en MAS DE 5 AÑOS es de = 6.07 mm

La Flecha Maxima para una Longitud de 10 metros es de

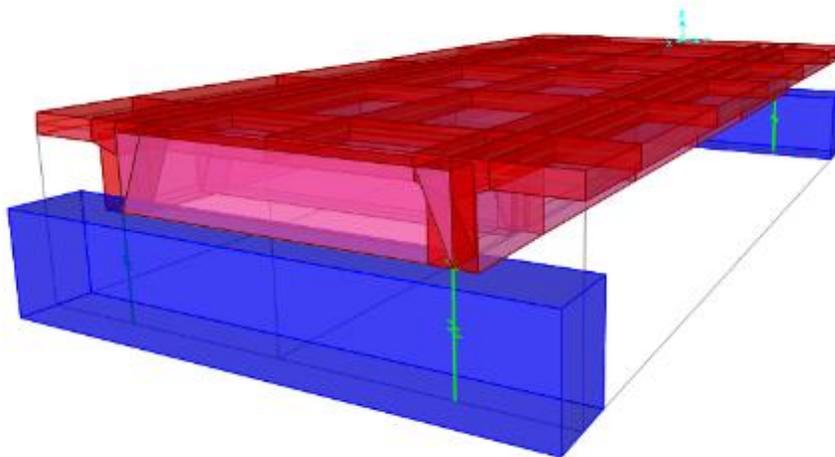
$$f = \frac{10}{350}$$

= 28.57 mm

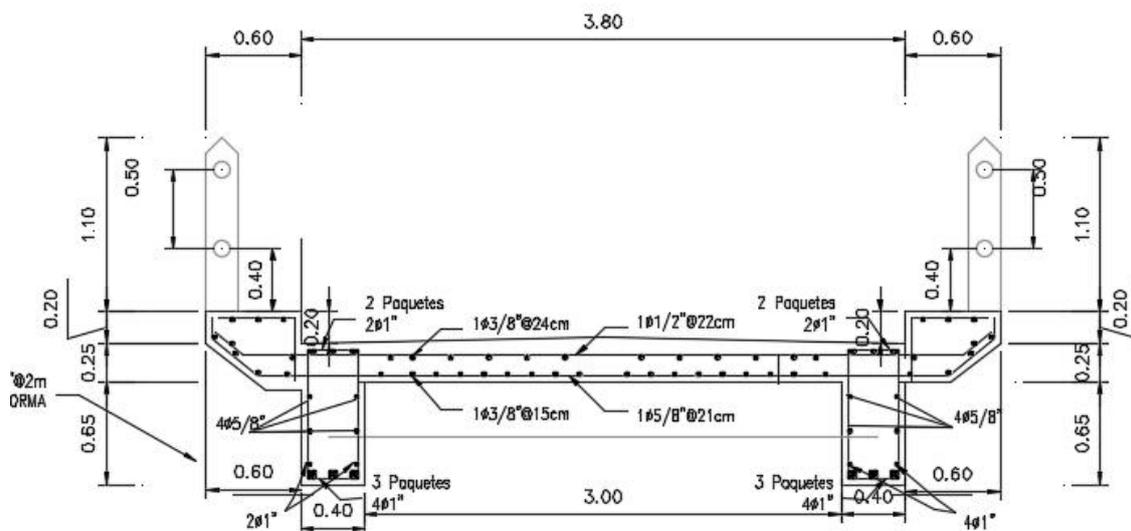
Por lo tanto: 6.07 28.57

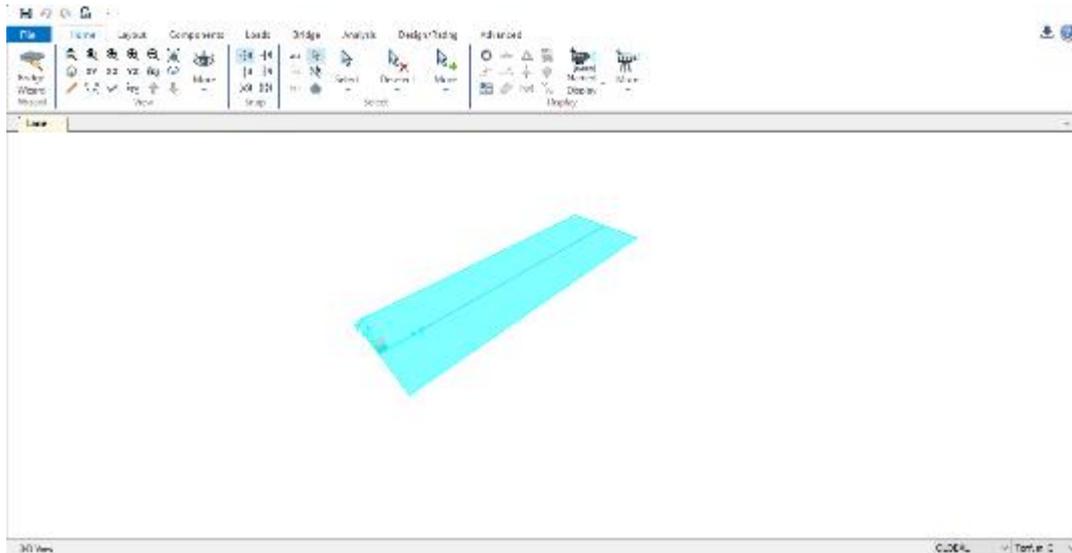
V. MODELAMIENTO DEL PUENTE QUEBRADA NEGRA POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, USANDO CSI BRIDGET VS 2016.

5.1. Definimos el Puente en el Software, Puente de un solo carril que descanza en dos estribos, un punto fijo y un punto móvil

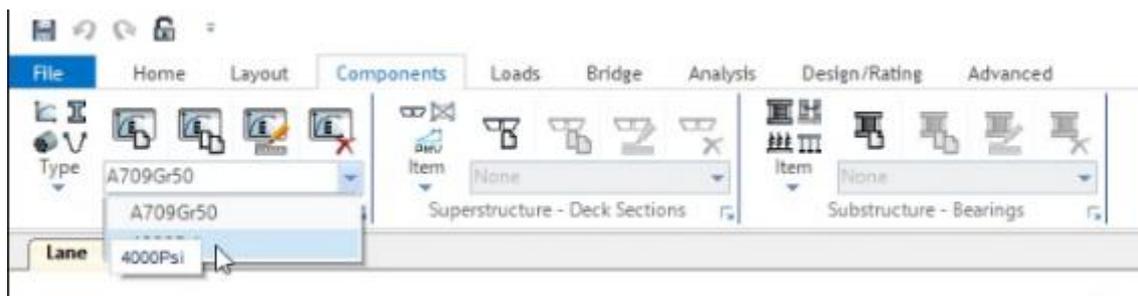


5.2. Definir Carril.

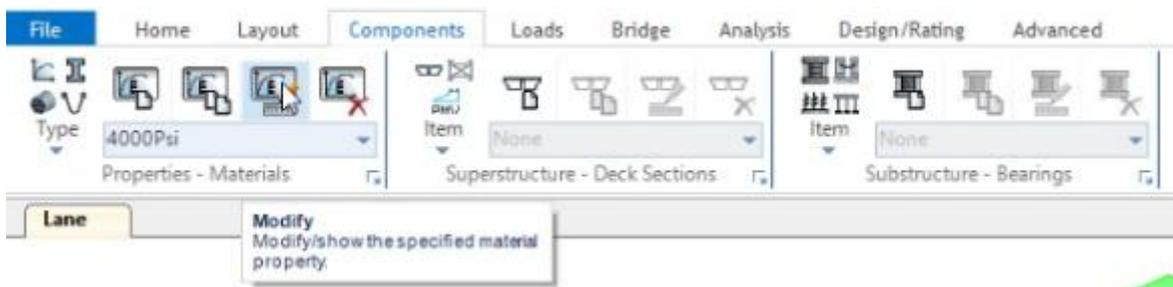




5.3. Definimos materiales.



5.3.1. Vamos a modificar el concreto de 4000psi



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CONCRETO DE 210 ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2173706.5

Poisson, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 905711.

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 2100.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

5.3.2. Ahora añadimos un nuevo material – Acero.

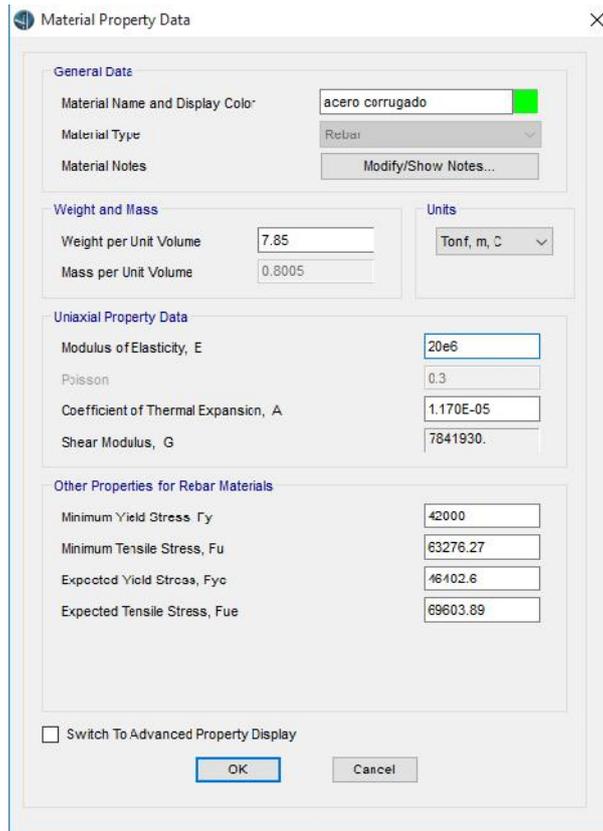
Add Material Property

Region: United States

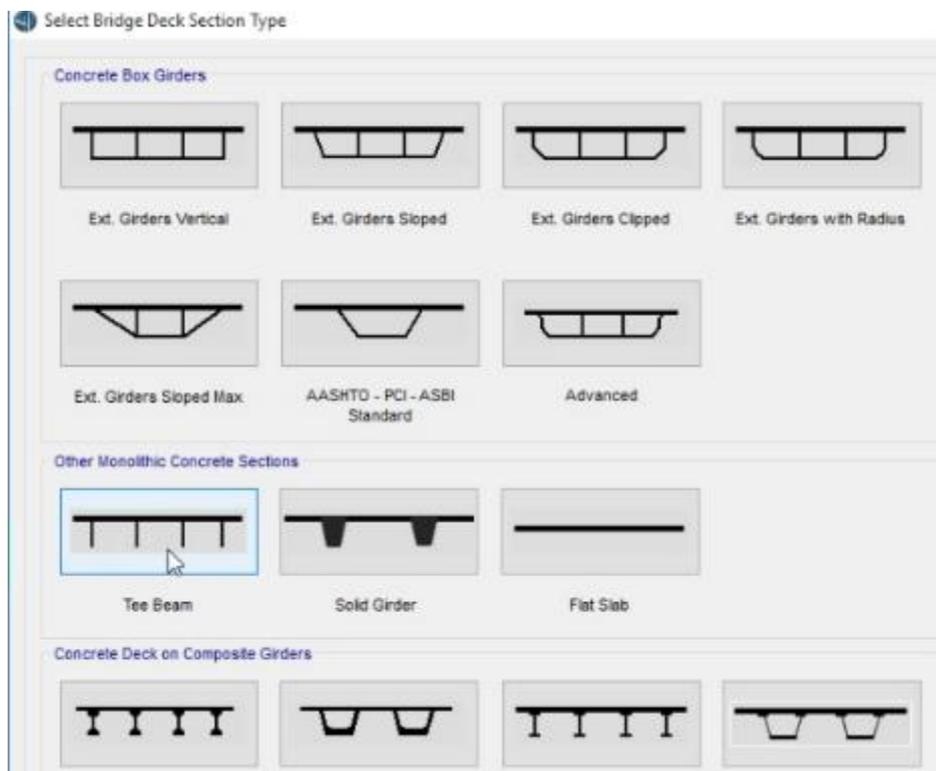
Material Type: Rebar

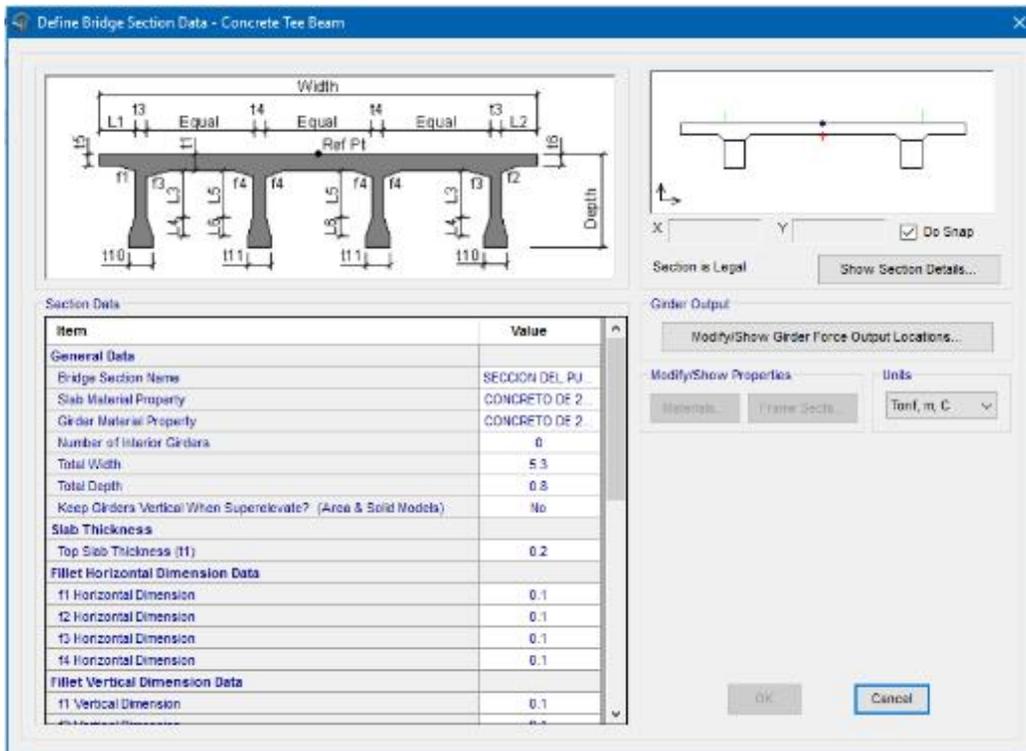
Standard: ASTM A615

Grade: Grade 60



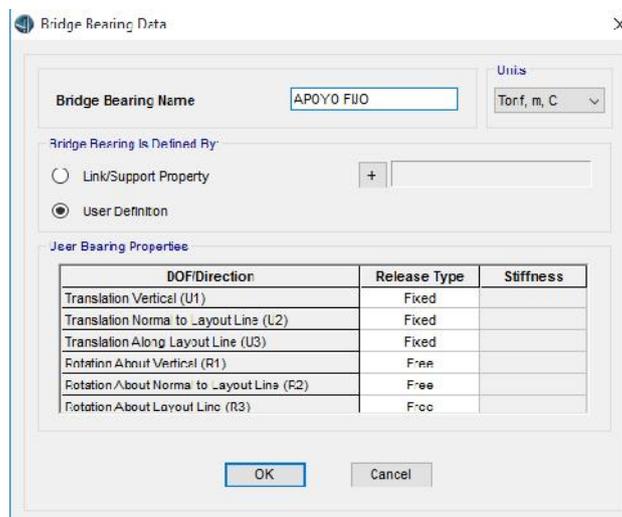
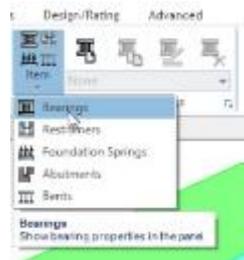
5.4. Definimos la sección del puente.



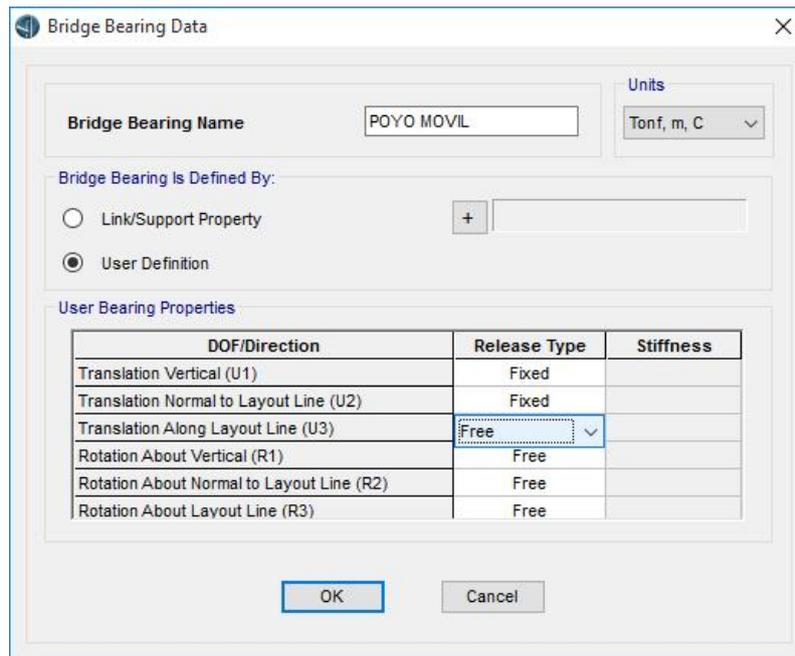


5.5. Definimos la Sub Estructura

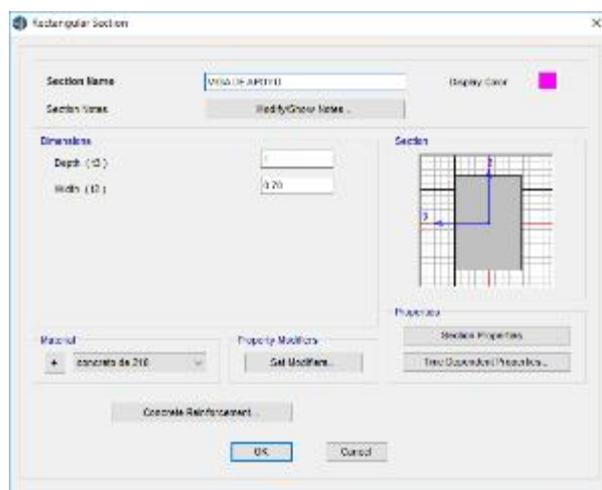
5.5.1. Apoyo 1



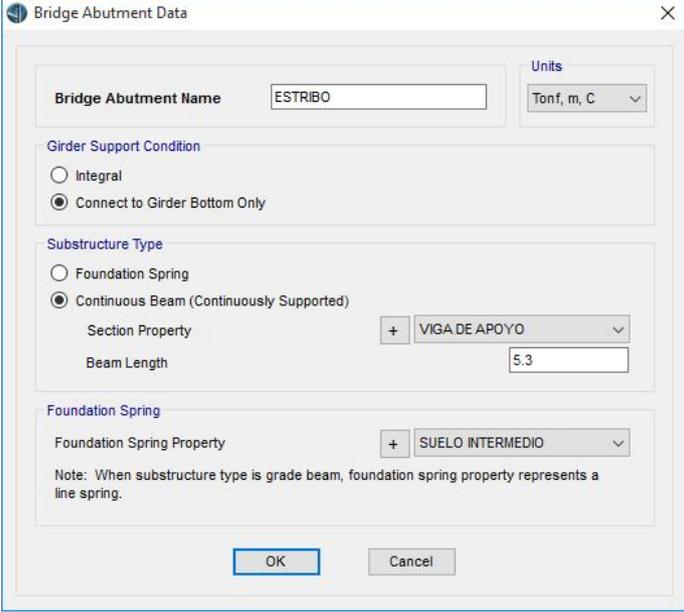
5.5.2. Apoyo 2



5.5.3. Definimos tipo estribo de apoyo.



5.5.4. Asignar estribo



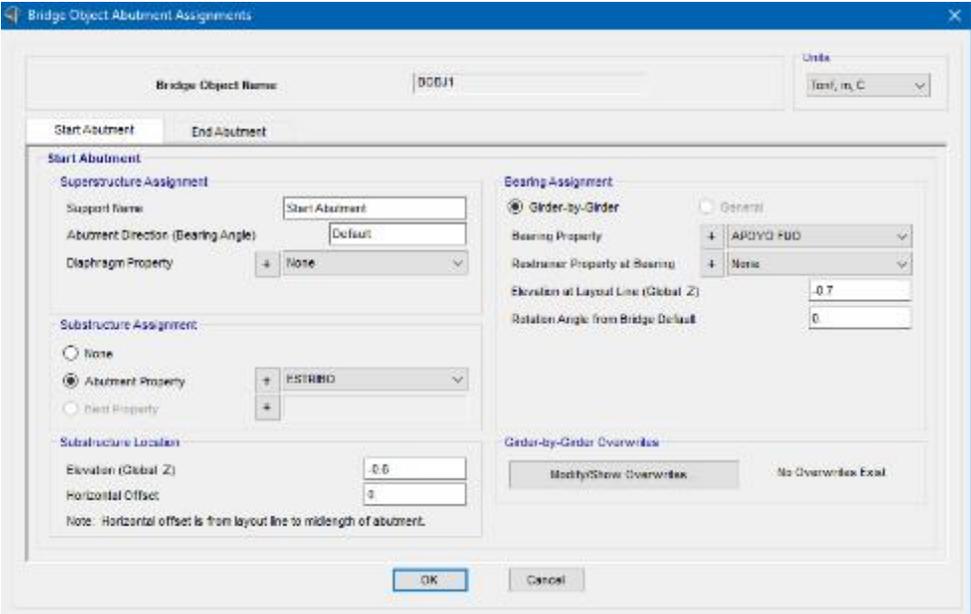
The "Bridge Abutment Data" dialog box is used to configure the properties of a bridge abutment. It includes the following fields and options:

- Bridge Abutment Name:** ESTRIBO
- Units:** Tonf, m, C
- Girder Support Condition:** Integral, Connect to Girder Bottom Only
- Substructure Type:** Foundation Spring, Continuous Beam (Continuously Supported)
 - Section Property:** + VIGA DE APOYO
 - Beam Length:** 5.3
- Foundation Spring:** Foundation Spring, Continuous Beam (Continuously Supported)
 - Foundation Spring Property:** + SUELO INTERMEDIO

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

Buttons: OK, Cancel

5.5.5. Estribo como apoyo fijo



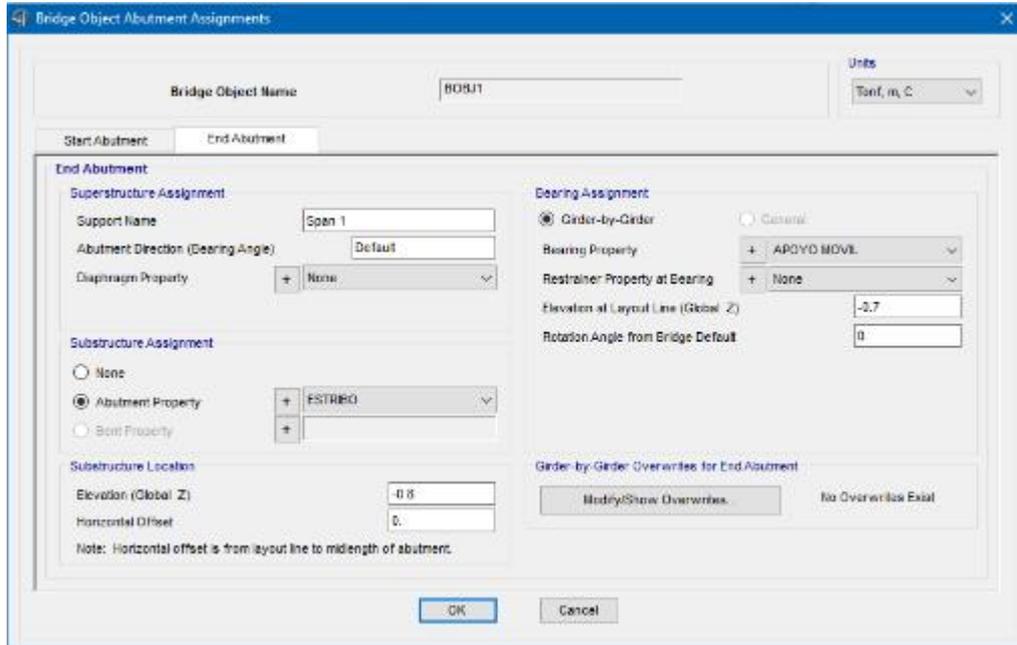
The "Bridge Object Abutment Assignments" dialog box is used to assign properties to a bridge object. It includes the following fields and options:

- Bridge Object Name:** D00J1
- Units:** Tonf, m, C
- Start Abutment / End Abutment:** Start Abutment, End Abutment
- Start Abutment:**
 - Supersubstructure Assignment:**
 - Support Name:** Start Abutment
 - Abutment Direction (Bearing Angle):** Default
 - Diaphragm Property:** + None
 - Substructure Assignment:** None, Abutment Property (+ ESTRIBO), Rest Property (+)
 - Substructure Location:**
 - Elevation (Global Z):** -0.6
 - Horizontal Offset:** 0
- Bearing Assignment:** Girder-by-Girder, General
 - Bearing Property:** + APOYO Fijo
 - Restraint Property at Bearing:** + None
 - Elevation of Layout Line (Global Z):** -0.7
 - Rotation Angle from Bridge Default:** 0
- Girder-by-Girder Overrides:** Modify/Show Overrides, No Overrides Excl.

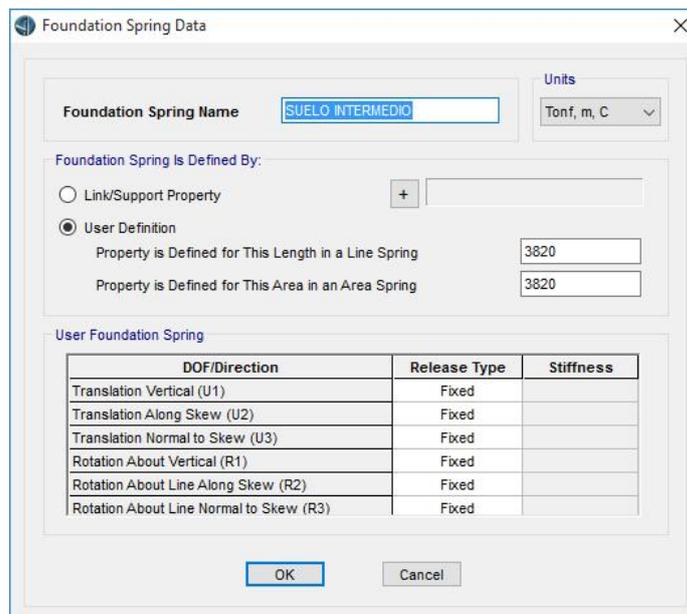
Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Buttons: OK, Cancel

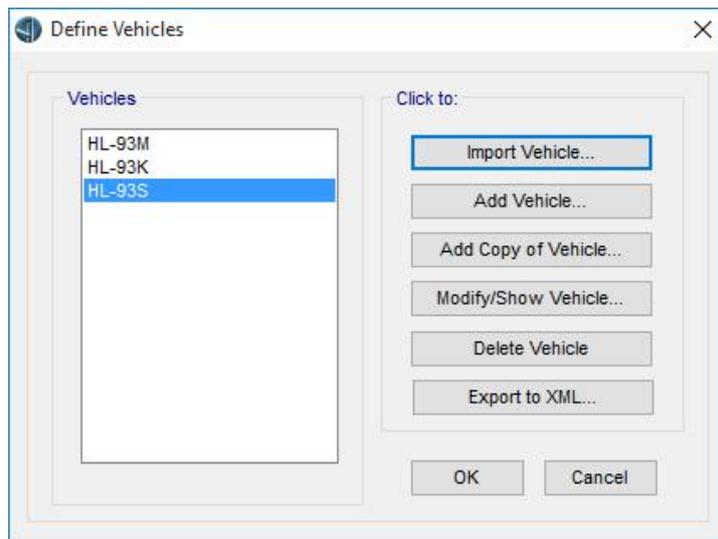
5.5.6. Estribo como apoyo movil



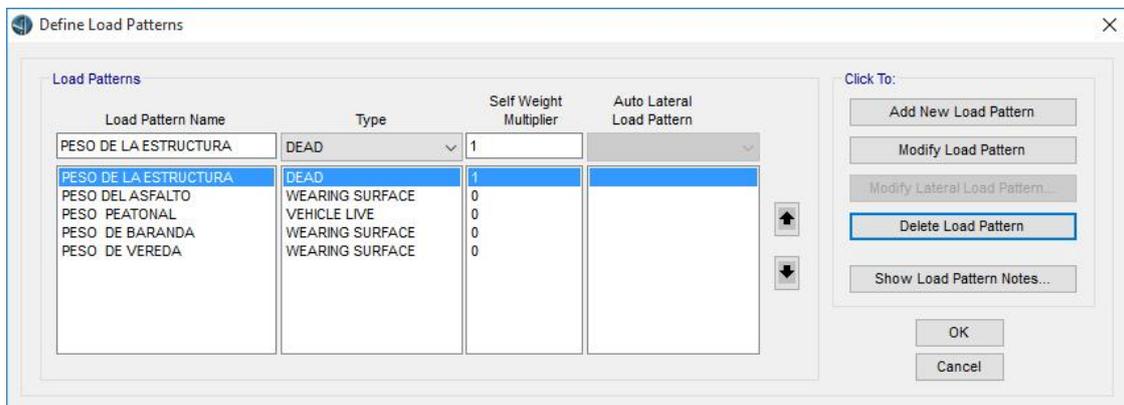
5.6. Definios tipo de suelo de fundación (Suelo Intermedio De 1.9 Entonces El Balasto Seria 3820 Tn/M3)

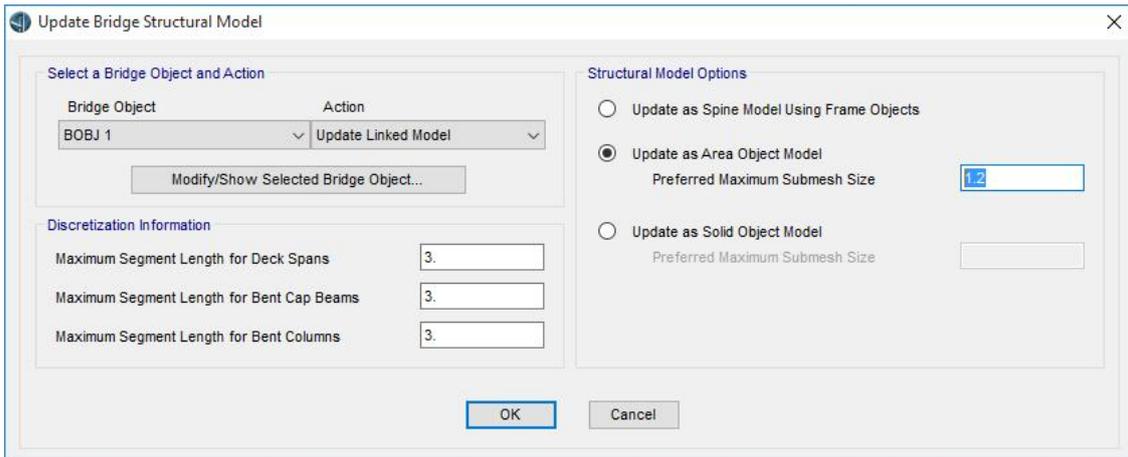


5.7. Definir Cargas Vehiculares

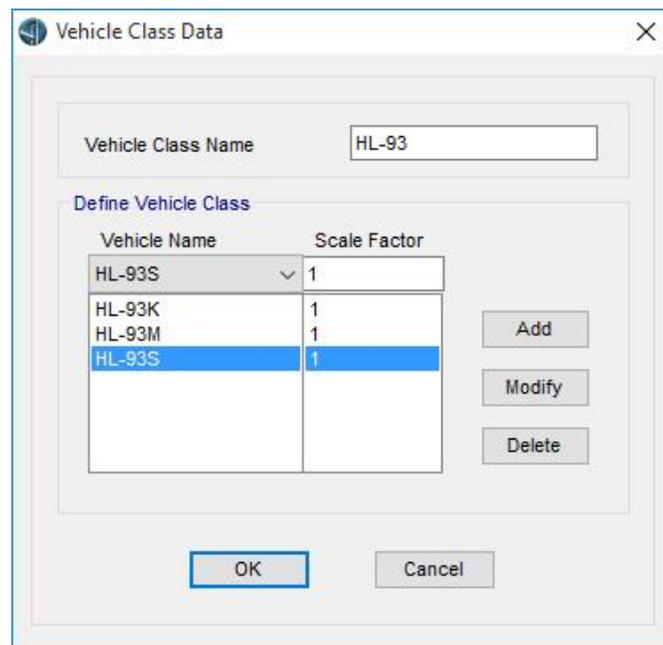
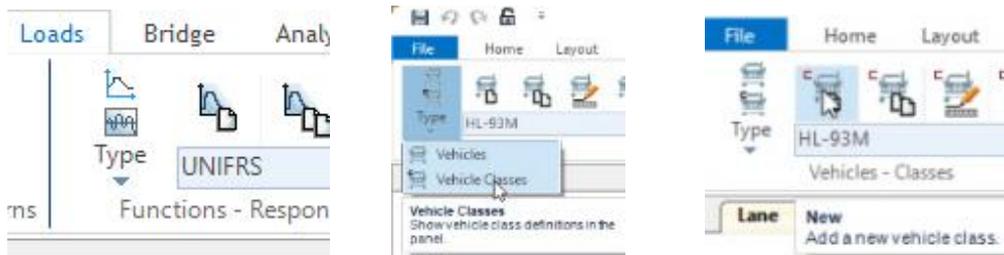


5.8. Definir cargas adicionales





5.9. Combinar Carga De Camiones.



5.10. Definir Tipos De Cargas Lineales, De Superficie.Etc

5.10.1. Baranda Derecha

The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is divided into several sections:

- Load Name:** A text input field containing "BARANDA DERECHA".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:**
 - Load Type:** A dropdown menu set to "Force".
 - Coordinate System:** A dropdown menu set to "GLOBAL".
 - Direction:** A dropdown menu set to "Gravity".
- Load Value:** A text input field containing "0.1".
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location:** A dropdown menu set to "Right Edge of Deck".
 - Load Distance from Reference Location:** A text input field containing "0".
- Load Vertical Location:** A text area containing the text "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion".

At the bottom of the dialog, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

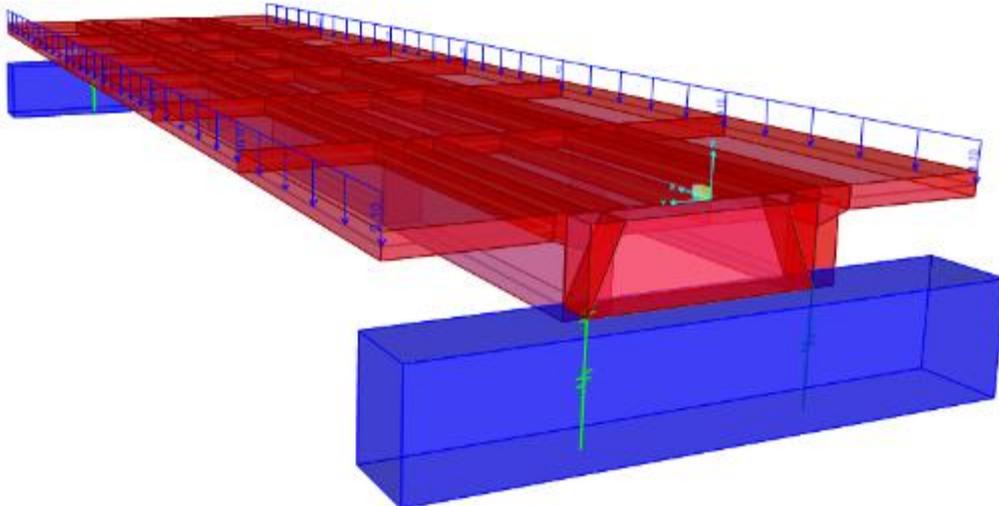
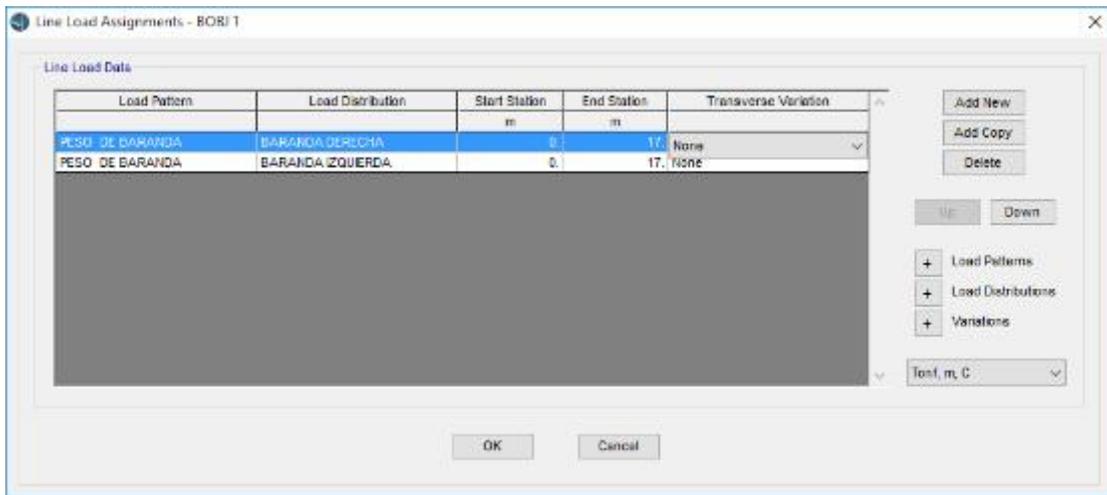
5.10.2. Baranda Izquierda

The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is divided into several sections:

- Load Name:** A text input field containing "BARANDA IZQUIERDA".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:**
 - Load Type:** A dropdown menu set to "Force".
 - Coordinate System:** A dropdown menu set to "GLOBAL".
 - Direction:** A dropdown menu set to "Gravity".
- Load Value:** A text input field containing "0.1".
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location:** A dropdown menu set to "Left Edge of Deck".
 - Load Distance from Reference Location:** A text input field containing "0".
- Load Vertical Location:** A text area containing the text "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion".

At the bottom of the dialog, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

5.11. Asignar Cargas De Baranda



5.12. Definir La Carga Peatonal (0.36 Tn/M2)

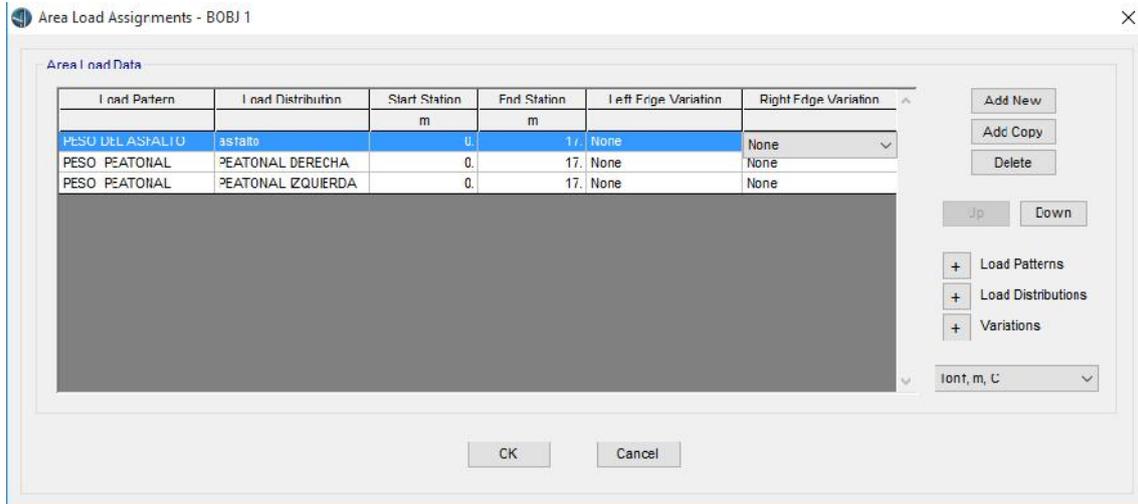
5.12.1. CARGA PEATONAL DERECHA

The screenshot shows the 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' dialog box. The 'Load Name' field contains 'PEATONAL DERECHA'. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Load Direction', 'Load Type' is 'Force', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Load Value' section has 'Left Edge Value' and 'Right Edge Value' both set to 0.36. In the 'Load Transverse Location' section, 'Left Reference Location' and 'Right Reference Location' are both 'Right Edge of Deck'. 'Left Load Distance from Left Ref. Location' is 0.80, and 'Right Load Distance from Right Ref. Location' is 0. The 'Load Vertical Location' section indicates 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

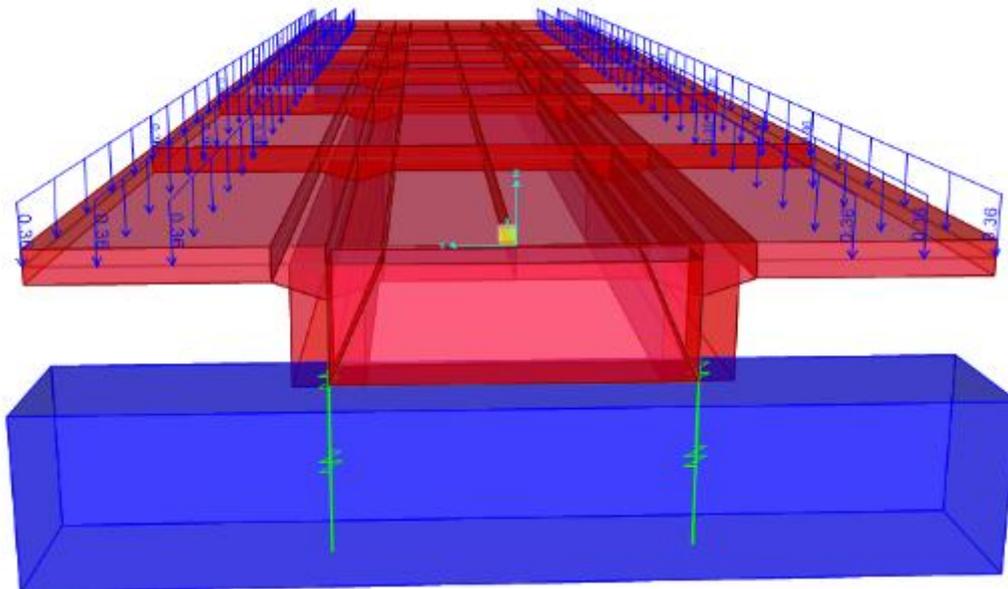
5.12.2. Carga Peatonal Izquierda

The screenshot shows the 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' dialog box. The 'Load Name' field contains 'PEATONAL IZQUIERDA'. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Load Direction', 'Load Type' is 'Force', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Load Value' section has 'Left Edge Value' and 'Right Edge Value' both set to 0.36. In the 'Load Transverse Location' section, 'Left Reference Location' and 'Right Reference Location' are both 'Left Edge of Deck'. 'Left Load Distance from Left Ref. Location' is 0, and 'Right Load Distance from Right Ref. Location' is 0.80. The 'Load Vertical Location' section indicates 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

5.12.3. Asignar Cargas



5.12.4. Mostrar Cargas



5.13. Definir La Carga Vereda (0.6x0.6*0.2*2.4=0.17tn/M2)

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA IZQUIERDA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.17

Right Edge Value: 0.17

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.

Right Reference Location: Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.6

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA DERECHA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.17

Right Edge Value: 0.17

Load Transverse Location

Left Reference Location: Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.6

Right Reference Location: Right Edge of Deck

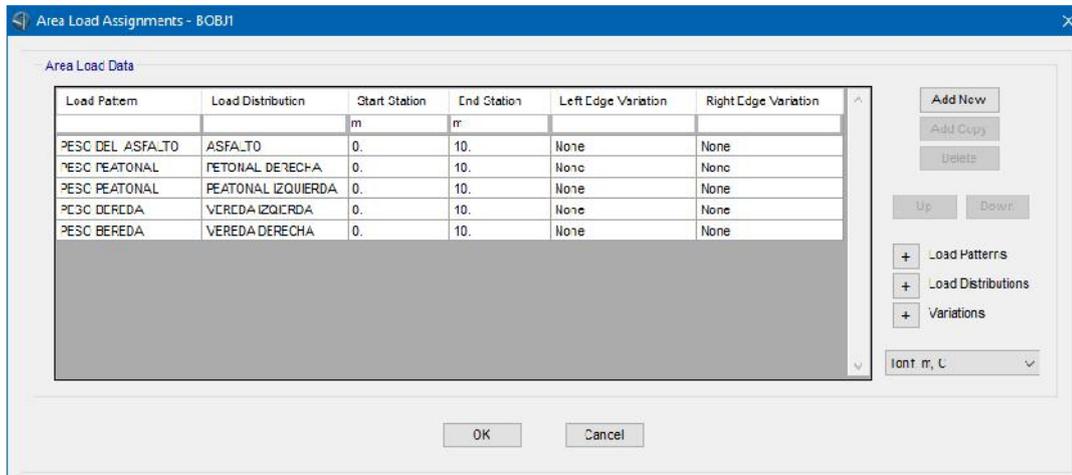
Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

5.14. Asignar Cargas De Vereda

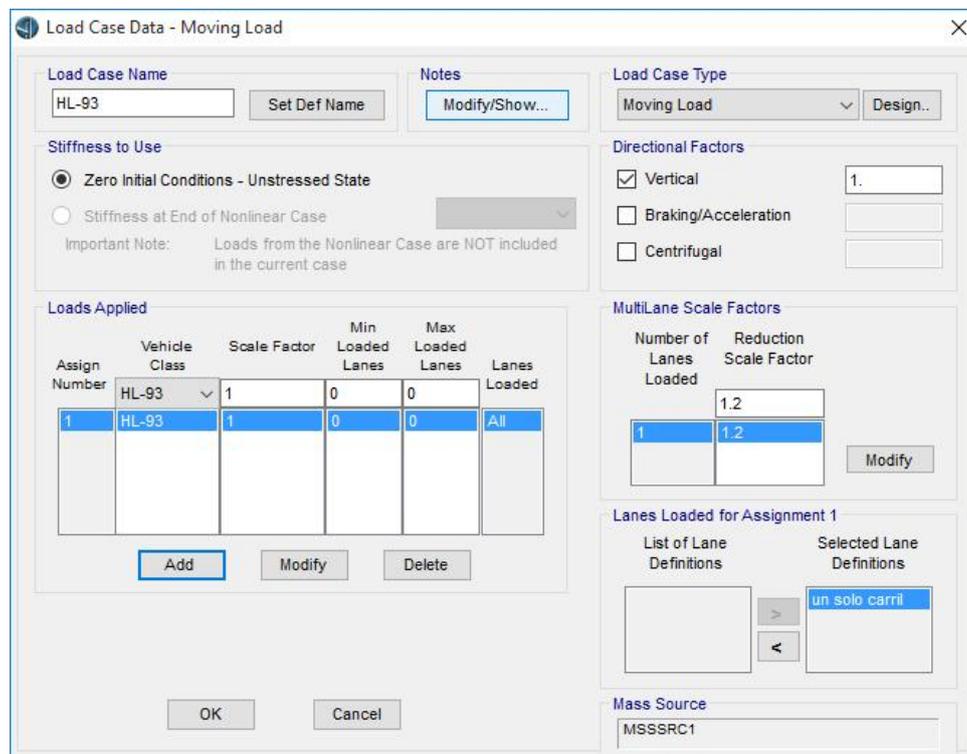


5.15. Corregir Los Factores De Reducción Por Carriles

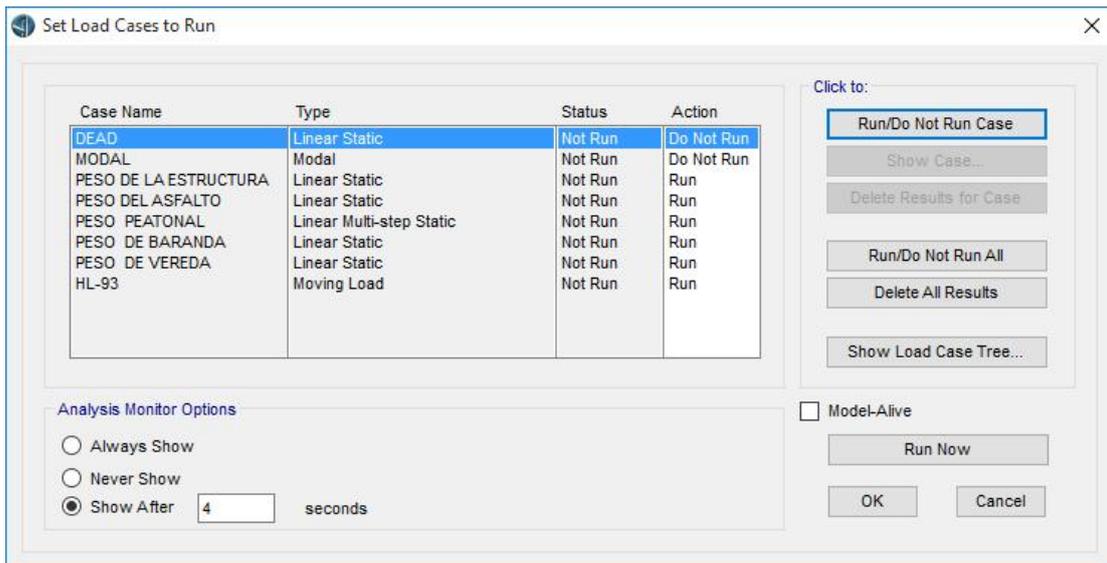
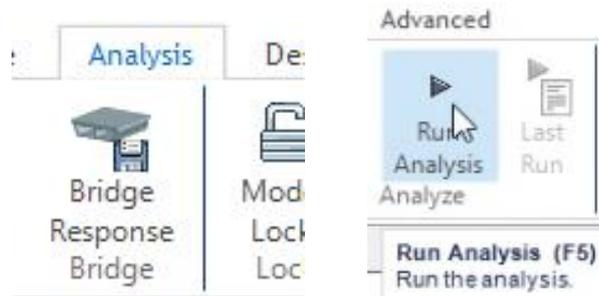
Cuando es de 02 carriles el factor de reduccion es 1.

Cuando es mas de dos carriles el factor de reduccion es 0.8

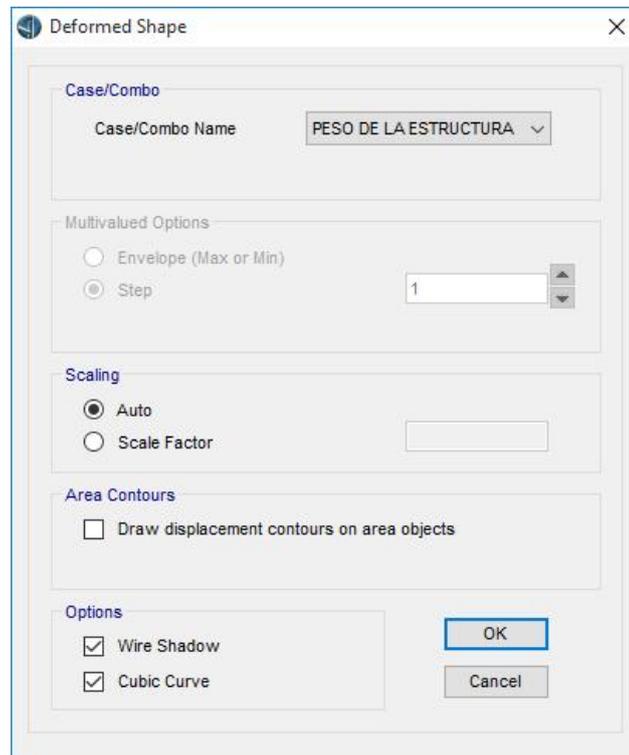
Cuando es de un solo carril el factor es de 1.2

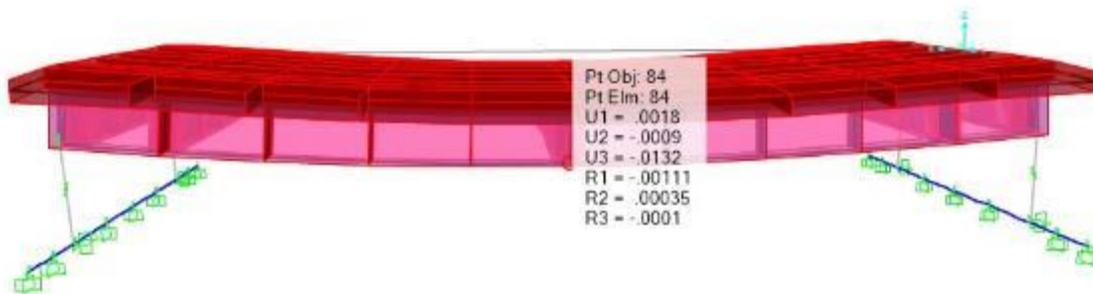


5.16. Correr Analisis

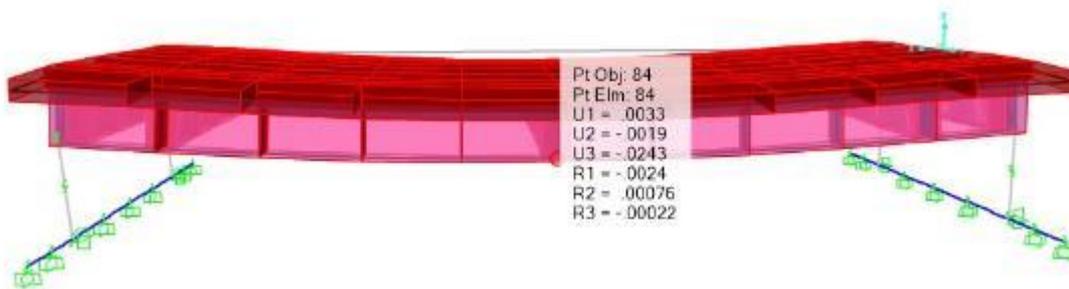


5.17. Verifiacion de la flecha máximapor cargas de Servicio.





5.18. Verificación de la flecha por combinación de cargas - especificaciones de la AASHTO



Flecha Maxima:

Por Cargas de Servicio = 13.23 mm

Por Cargas de Diseño = 24.28 mm

Los resultados obtenidos en el cálculo de flecha máxima con el Software SAP 2000 y CSiBridge, son similares, en relación a las cargas de servicio la diferencia alcanzada es de 0.86 mm, y combinación de cargas de diseño es de 1.003 mm

La Flecha Maxima para una Longitud de 10 metros es de

$$f = \frac{1}{3} = 28.57 \text{ mm}$$

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES

- De los estudios realizados para validar la construcción del Puente Quebrada Negra, que fueron básicamente: El levantamiento topográfico, un estudio de suelos (lecho del río), un Análisis y Diseño de resistencia a cargas y/o combinación de cargas, no se ha encontrado un estudio Hidrológico, ni de tráfico, tampoco geológico, no habiendo sido estrictos a las indicaciones del Manual de Diseño de Puentes del MTC, indicaciones del AASHTO – LRFD 2010, lo que evidentemente ha generado dudas sobre su resistencia y durabilidad, en el tiempo de servicio proyectado para el puente.
- La investigación tomó como referencia inicial, los resultados encontrados en los ensayos dirigidos por el Ing. William Baca Escobar, para luego confrontarlos con los que se realizó en el presente trabajo, el diseño y análisis de la viga del puente (utilizando el software SAP2000 Ultimate 64-bit vr. 18.1.1), donde buscamos calcular la máxima flecha por deflexión, sometida a los condiciones límite por tracción y en un tiempo de 5 años, a los que fuera sometidos el Puente Quebrada Negra, los resultados indicaron que la flecha máxima sin reforzamiento sería de 25.283 mm, y la flecha máxima con Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono CFRP, es de 6.07 mm, es decir que la fibra permite una reducción del 76.46% de la flecha, indicando con ello, que el Puente Quebrada Negra, podría estar sometido a mayor carga, en ese porcentaje, concluyendo que el reforzamiento con CFRP permitirá al Puente mayor resistencia a cargas, en la proporción de la reducción de la flecha.
- Asimismo, se ha realizado el cálculo de la flecha máxima a través del CSIBridge 2016 vr. 18.1, software que realiza los cálculos con el Método de Elementos Finitos, arrojando el valor de la flecha máxima en 3.6 mm

cuando el puente es sometido a cargas de servicio únicamente, y 24.28 mm cuando se hace el análisis por combinación de cargas y de diseño, por lo que podemos inducir que el puente no necesitaría reforzamiento.

- Los resultados obtenidos en el cálculo de flecha máxima con el Software SAP 2000 y CSiBridge, son similares, en relación a las cargas de servicio la diferencia alcanzada es de 0.86 mm, y combinación de cargas de diseño es de 1.003 mm, por tanto el análisis de solo una viga o el puente completo, determinaría resultados bastante aproximados.

RECOMENDACIONES

- En lo que respecta a la informalidad durante la construcción del Puente, la consideramos poca responsable, se recomienda en adelante ajustarse a los métodos y procedimientos descritos en el Manual de Diseño de Puentes aprobado por el MTC, y el uso obligatorio del LRFD y recomendaciones ASSHTO.
- Asimismo, podemos indicar que el uso de nuevas tecnologías para el reforzamiento y mantenimiento de puentes, en este caso el uso de Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono LRFD, se presenta como una opción viable para los objetivos de la empresa de aumentar la capacidad de carga y resistencia del puente, además de que permitiría alargar la vida útil del mismo.
- Respecto a la investigación, y a los resultados obtenidos en los modelamientos y diseños del Puente Quebrada Negra, estos nos indican que no sería necesario realizar reforzamiento, toda vez que ambos diseños han arrojado flechas por debajo de la flecha máxima permitida, resultados que se harán llegar a la empresa, y que nos permite validar el diseño inicial del puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute. (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally*. EEUU: ACI 440.2R-08.

Baca, W. (2008). Diseño de estructuras reforzadas con fibras de carbono. *Aspectos básicos de la norma ACI 440 - 2008*, 166-172.

Baca, W., Espinoza, C., & Baca, E. (2010). *Comportamiento de vigas de concreto reforzadas con fibra de carbono en ensayos a escala natural*. Peru: Universidad Ricardo Palma.

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, M. (2003). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima.

Ibáñez, C. H. (2013). *Diseño del reforzamiento para la reparación o aumento de capacidad de carga de vigas para puentes de concreto reforzado utilizando fibra de carbono*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

Rocha, A. (2013). *"Erosión en pilares y estribos de puentes"*. Lima.

Rosero, L. F. (2013). "Reforzamiento de Estructuras de Hormigón Armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de Refuerzo de una Losa y Columnas de un Salón de Audio Visuales y un Auditorio", . En L. F. Rosero. Sangolqui: Escuela Politecnica del Ejercito.

López, J. (2012). "Refuerzo a flexión de vigas de hormigón mediante Polímeros Reforzados con fibra de carbono". E.T.S. De ingeniería En Edificación - Universidad Politécnica de Valencia

Proyectista

Bach. Quiroz Saldaña Juan Rivelino

Asesor

Ing. Jefferson Ruiz Cachi

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia

Tabla 5: Reforzamiento estructural del puente Quebrada Negra, aplicando polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP), en el acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero, del centro poblado Aguas Calientes - distrito Eduardo Villanueva - provincia de San Marcos - Cajamarca.

Problema	Hipótesis	objetivo	Variables	Indicadores	Metodología	Fuente	Técnica
¿Cuál sería el efecto del reforzamiento estructural Puente Quebrada Negra, aplicando Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono (CFRP), en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero del centro poblado de Aguas Calientes - Distrito de Eduardo Villanueva - Provincia de San Marcos - Cajamarca?	La aplicación de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) permitirá al puente Quebrada Negra, incrementar el nivel de soporte de las cargas.	Determinar el efecto del reforzamiento estructural en Puente Quebrada Negra, aplicando Polímeros Reforzados con Fibras de Carbono (CFRP), en el Acceso a la Central Hidroeléctrica Potrero del centro poblado de Aguas Calientes - Distrito de Eduardo Villanueva - Provincia de San Marcos - Cajamarca.	V. I.: Aplicación de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP).	Uso de Polímeros Reforzados con Fibras (FRP), como refuerzos externos de elementos de concreto de puentes en Costa Rica.	Tipo de investigación Investigación experimental	Lectura Directa	-Información directa - Observación -Análisis documental.
				V. D.: Reforzamiento Estructural.			

Fuente: Elaboración propia 2016.

Anexo 2. Planos de Diseño