



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“Evaluación Estructural Mediante el Método LRFR en Puentes de Concreto y Reforzamiento en el Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERA CIVIL

AUTORA:

Macedo Blas, Katerin Natalit

ASESOR:

Mg. Ing. Arriola Moscoso Cecilia

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2018



ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Código : F06-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : 1 de 2

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (ña)

KATERIN NATALIT MACEDO BLAS

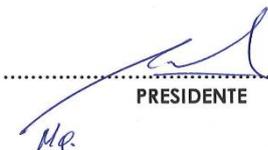
cuyo título es:

"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:

16 (número) Provisos (letras).

Lugar y fecha. Los Olivos 13-12-18


.....
PRESIDENTE
Mp.
Mg. Ing. Benites Zúñiga José Luis


.....
SECRETARIO
DR. OMAR T. TELLO M.
Mg. Ing. Tello Malpartida Omar


.....
VOCAL
Hs.
Mg. Ing. Arriola Moscoso Cecilia

NOTA: En el caso de que haya nuevas observaciones en el informe, el estudiante debe levantar las observaciones para dar el pase a Resolución.

ACTA DE REVISIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN POR EL JURADO

El Jurado ecargado de evaluar el Trabajo de Investigación, *PRESENTADO EN LA MODALIDAD DE: INFORME DE TESIS*

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación le dedico a mis padres por el apoyo constante y a mis hermanos; Luis M. y José M. por su motivación constante

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios, por la salud y por permitirme lograr está gran meta, a mi madre NORMA BLAS C. que siempre me brinda su apoyo incondicional y a mi padre LUIS MACEDO F. También a R.F.D. y a todos con su motivación constante.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Katerin Natalit Macedo Blas con DNI N° 77388467, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica. Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces. En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la universidad César Vallejo.

Los olivos, 13 de diciembre del 2018



Katerin Natalit Macedo Blas

DNI 77388467

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la tesis titulada “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018”, la misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título Profesional de Ingeniero Civil. Puesto que la razón que motivó el desarrollo de la presente tesis, es realizar una evaluación estructural del puente y así reforzarlo para alargar su vida útil. El presente proyecto de investigación se ha estructurado en siete capítulos. En el Capítulo I se estableció la Realidad problemática, Trabajos previos, Teorías relacionadas al tema, Planteamiento del problema, Justificación, Hipótesis, Objetivo e Importancia; en el Capítulo II, se ubicó el Diseño de la Investigación, Operacionalización de variables, Población y muestra, Técnicas e instrumentos de recolección de datos, Materias primas, Método de análisis de datos y Aspectos éticos; en el Capítulo III se ubicaron los Resultados; en el Capítulo IV se encuentra la Discusión de los resultados; en el Capítulo V se establecieron las Conclusiones y las Recomendaciones; en el Capítulo VI se colocaron las recomendaciones y finalmente en el Capítulo VII se localizaron las bibliografías. Atentamente.

La autora.

INDICE

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	v
PRESENTACIÓN.....	vi
ABSTRACT.....	xii
I. INTRODUCCION.....	14
1.1. Realidad problemática.....	15
1.2. Trabajos previos.....	17
1.2.1. Antecedentes nacionales.....	17
1.2.2. Antecedentes internacionales.....	18
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	20
1.3.1. Evaluación estructural de puentes.....	20
1.3.1.1. Partes de la evaluación estructural.....	21
1.3.1.1.1. Inspección de campo.....	21
1.3.1.1.2. Ensayos y Pruebas.....	25
1.3.1.1.3. Evaluación analítica.....	27
1.3.2. Reforzamiento.....	29
1.3.2.1. Propiedades y características del FRP.....	29
1.3.2.1.1. Alta flexibilidad.....	30
1.3.2.1.2. Alta resistencia.....	31
1.3.2.1.3. Baja densidad.....	31
1.3.2.2. Sistema de reforzamiento con FRP.....	31
1.3.2.2.1. Resistencia ultima.....	31
1.3.2.2.2. Deformación unitaria de FRP.....	31
1.3.2.2.3. Esfuerzo efectivo del FRP.....	32
1.3.2.3. Incremento de resistencia.....	32
1.3.2.3.1. Refuerzo por cortante.....	32
1.3.2.3.2. Refuerzo por flexión.....	32
1.4. Formulación de problema.....	32
1.4.1. General.....	32
1.4.2. Específicos.....	32
1.5. Justificación del estudio.....	33
1.5.1. Metodológica.....	33
1.5.2. Practica.....	33
1.6. Hipótesis.....	33
1.6.1. General.....	33
1.6.2. Específicos.....	33
1.7. Objetivos.....	34
1.7.1. General.....	34
1.7.2. Específicos.....	34

II.	METODO.....	35
2.1.	Diseño de investigación.....	36
2.1.1.	Enfoque de investigación.....	36
2.1.2.	Método.....	36
2.1.3.	Tipos de estudio.....	36
2.1.3.1.	De acuerdo a la orientación.....	36
2.1.3.2.	De acuerdo a la técnica de contrastación.....	37
2.1.3.3.	De acuerdo con la direccionalidad	37
2.1.3.4.	De acuerdo con el tipo de fuentes de recolección de datos	37
2.1.3.5.	De acuerdo a la evolución del fenómeno estudiado	37
2.1.3.6.	De acuerdo a la comparación de las poblaciones	37
2.1.4.	Nivel.....	38
2.1.5.	Diseño.....	38
2.2.	Variables, Operacionalización.....	38
2.2.1.	Variable Independiente: Evaluación estructural.....	38
2.2.2.	Variable Dependiente: Reforzamiento.....	38
2.2.3.	Operacionalización.....	38
2.3	Población, muestra y muestreo.....	38
2.3.1.	Población.....	38
2.3.2.	Muestra.....	39
2.3.3.	Muestreo.....	39
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.	39
2.4.1.	Técnica.....	39
2.4.2.	Instrumento.....	40
2.4.3.	Validez.....	40
2.4.4.	Confiabilidad.....	40
2.5.	Método de análisis de datos.....	41
2.6.	Aspecto ético.....	41
III.	RESULTADOS	42
3.1.	Descripción de la zona de estudio.....	43
3.1.1.	Situación geográfica	43
3.2.	Aplicar el método LRFR para evaluar en el puente Chancay para determinar el reforzamiento.....	44
3.2.1.	Descripción del puente chancay.....	45
3.3.	La inspección de campo interviene a través del método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018	47
3.4.	Los ensayos y pruebas influyen para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018	54
3.5.	Se aplica la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018	55
3.6.	CONTRASTACIÓN DE LA HIPOTESIS	59
IV.	DISCUSIÓN.....	61
4.1.	Evaluación estructural de puentes.....	62
4.2.	Inspección de campo	62

4.3. Ensayos y pruebas.....	63
4.4. Reforzamiento de puente	63
V. CONCLUSIONES.....	64
VI. RECOMENDACIONES	66
VII. REFERENCIAS	68
ANEXO.....	72
ANEXO N°1: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	74
ANEXO N°2: MATRIZ DE OPERALIZACION DE VARIABLE	76
ANEXO N°3: FICHA TECNICA DE INVESTIGACION	78
ANEXO N°4 PLANOS REFERENCIALES	89
ANEXO N°5: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE	91
ANEXO N°6: MODELAMIENTO DEL PUENTE CHANCAY	99
ANEXO N°7: ENSAYOS Y PRUEBAS	124
ANEXO N°8: DESARROLLO DEL REFORZAMIENTO DE VIGAS.....	166
ANEXO N°9: DESARROLLO DEL RF EN LA LOSA DEL PUENTE	223

INDICE DE TABLA

Tabla 1: Condición global del puente.....	21
Tabla 2: Materiales usados en la construcción de puentes	23
Tabla 3: Clasificación por estructura longitudinal	23
Tabla 4: Clasificación por estructura transversal	24
Tabla 5: Parámetros de validez para el instrumento.....	40
Tabla 6: Inspección ocular del puente Chancay	44
Tabla 7: Factor de sistema, para flexión y efectos axial.....	47
Tabla 8: Resistencia a la compresión, datos obtenidos por laboratorio	54
Tabla 9: Clasificación de suelo.....	54
Tabla 10: Datos el RF de las vigas	55

INDICE DE FIGURA

Figura 1: Vista de vigas del puente Chancay	16
Figura 2: Vista frontal del Puente Chancay	16
Figura 4: Características longitudinales de puentes	24
Figura 5: Parámetro para hallar el coeficiente de balasto	27
Figura 6: Partes de un puente simplemente apoyado	28
Figura 7: Ubicación del Puente Chancay	43
Figura 8: Vista en planta del puente Chancay.....	45
Figura 9: Vista de elevación del puente Chancay	45
Figura 10: Vista de sección transversal del puente Chancay.....	45
Figura 11: Sectorización de vigas	47

RESUMEN

La presente investigación tiene como título "Evaluación Estructural Mediante el Método LRFR en Puentes de Concreto y Reforzamiento en el Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018" y cuenta con un objetivo principal, la evaluación estructural y reforzamiento del puente Chancay mediante el método LRFR, con teorías relacionadas de inspección de campos, levantamiento patológico, ensayos y pruebas y reforzamiento del puente Chancay.

En cuanto a la metodología considerada en este proyecto se desarrolla en el capítulo 2. Donde el tipo de metodología es aplicada de nivel explicativo y de diseño no experimental, donde se realizó una ficha de recolección de datos, validadas por tres expertos. La población es todos los puentes de concreto armado en el distrito de Chancay, como muestra es el puente Chancay de sentido Sur-Norte. Ya que el puente Chancay es el único acceso nacional, que une dos centros poblados y presenta fallas y accidentes en su registro.

En cuanto al desarrollo de la presente investigación está orientada a la evaluación estructural y reforzamiento, primero se realiza una inspección ocular de daños del puente, levantamientos patológicos y paneles fotográficos del estado del puente. Luego la realización de ensayos como la esclerometría y el estudio de suelo, con estos datos se realiza un modelamiento con el programa CSI BRIDGE, donde obtendremos datos de corte y de momentos. Respecto al método LRFR, se hallará el RF, factor de resistencia, que delimitará la condición si necesita ser reforzada o no. Por otro lado, con los datos obtenidos se reforzará los elementos que necesiten ser reforzados con fibra de carbono.

En cuanto a los resultados obtenidos por los ensayos de laboratorio, la inspección de campo y la evaluación analítica, se procedió a los respectivos cálculos. Se interpretó cada resultado basado al método LRFR. También se realizó la contratación de hipótesis.

En base a los antecedentes que se desarrolló en la presente investigación, se pudo debatir similitud o diferencia en cuanto resultados.

Por otro lado, como conclusión toda la evaluación del puente Chancay se realizó en base del método LRFR, que limita a la superestructura, donde el ensayo de esclerometría influyó directamente al modelamiento, muy diferente al estudio de suelo ya que no influyó en el desarrollo de la superestructura. Donde la inspección de campo es la parte

fundamental de la evaluación, se recomienda profundizar la evaluación de la subestructura ejecutando otros métodos de evaluación.

Palabras claves: Puentes, evaluación, reforzamiento, inspección de campo, LRFR

ABSTRACT

The present investigation has the title "Structural evaluation by means of the LRFR method in Concrete Bridges and Reinforcement in the Chancay Bridge, Chancay District, 2018" and has a main objective, the structural evaluation and reinforcement of the Chancay bridge through the LRFR method, with related theories of inspection of fields, pathological survey, trials and tests and reinforcement of the chancay bridge.

In the same article, it is shown in this chapter 2. Where the type of method is applied to the explanatory level and to the non-experimental design, where a data collection form is presented, validated by three experts. The population is all the concrete bridges in the district of Chancay, as it shows in the Chancay bridge of South-North direction. Since the Chancay bridge is the only national access, which connects two population centers and presents faults and accidents in its registry.

In the development of this research is aimed at structural assessment and reinforcement, first an ocular inspection of damage to the bridge, pathological surveys and photographic panels of the state of the bridge. Then, the realization of the essays like the sclerometry and the study of the ground, with these data are realized in the program CSI BRIDGE, where data of court and moments are obtained. Regarding the LRFR method, in the case of RF, the resistance factor will delimit the condition if it needs to be reinforced or not. On the other hand, the data reinforces the elements that need to be reinforced with carbon fiber.

In the results of the laboratory tests, the field inspection and the analytical evaluation, is processed and the results. Each result was interpreted based on the LRFR method. Hypothesis was also contracted.

In the base of the results that have been realized in the present investigation, the similarity or the difference in results could be debated.

On the other hand, as part of the evaluation of the Chancay bridge was performed based on the LRFR method, it is limited to the superstructure, where the sclerometry test directly influenced the mode, very different from the study of the soil that did not influence the development of The superstructure Where the field inspection is the fundamental part of

the evaluation, it is recommended to deepen the evaluation of the substructure executing other evaluation methods.

Keywords: Bridges, evaluation, reinforcement, field inspection, LRFR

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad problemática

Ante los desastres naturales se observa la variación de estabilidad de estructuras de todo tipo, dañando y perjudicando a los ciudadanos.

El colapso, derrumbe o suspensión de un Puente esta propenso en todas partes del mundo, por ejemplo, en china en menos de 24 horas, 02 puentes colapsaron. Y uno de sus motivos fue que el puente fue ejecutado con materiales genéricos, de mala calidad. Durante los transcurso de los días nos preguntamos ¿Por qué un puente recién ejecutado sufre rápidamente un colapso y un puente antiguo no? Una de la respuesta fundamental que pasa alrededor de nuestro entorno se llegó a una respuesta, que la mayoría de las empresas la construcción lo ven como un negocio, participan en licitaciones no adecuadas en un orden no legal y varios profesionales muy capacitados que se alienaron por un mal camino se encuentran en investigación por estas causas.

En Colombia varios puentes colapsan por motivo de desastres naturales, la cual se entiende porque uno no puede ir contra la naturaleza, Pero ¿qué pasa con la parte de diseño?, acaso un Puente no se diseña tomando en cuenta las normas. En agosto del 2016 un puente en Yopal colapsó generando incomodidad de los ciudadanos colombianos, ya que el puente es una vía nacional, donde retornan e ingresan todos los de productos; la causa de su derrumbe fue la sobre carga, el tránsito de varios tractocamiones hizo que el puente no soportara el peso y colapsara pasando sus parámetros de diseño.

En el mes de marzo y abril el fenómeno del Niño costero llego a nuestro país, provocando pérdidas humanas y desastres a nivel nacional, según el Diario La República, señaló que algunos especialistas dijeron que “de los 180 puentes que colapsaron en el país por las lluvias e inundaciones, casi el 70% fue por mal diseño y el resto por falta de mantenimiento”. El problema por mal diseño hace que la estructura sea vulnerable frente cualquier impacto.

Para la construcción de futuros puentes se debe de tomar a conciencia el diseño y el uso adecuado de los materiales para que la estructura llegue a su punto de ruptura no colapse. Actualmente ¿Qué podemos hacer para los puentes que ya están construidos? . Lo adecuado es ser una evaluación estructural de dicho puente para poder observar las fallas más frecuentes y luego dar un diagnóstico final.

Es indispensable las evaluaciones estructurales de los puentes para poder tener un control y reducir pérdidas o muertes, así mismo reforzar las fallas menos frecuentes para alargar su vida útil. El puente de estudio es el “Puente Chancay”, ubicado en la Provincia de Huaral, Distrito de Chancay. El puente tiene varios años de construcción, actualmente presenta fallas, grietas y en la parte de la carpeta asfáltica baches disgregación y otros factores que presenta que el puente no está en buen estado, antes de que el Puente colapse es necesario una intervención. Una evaluación estructural, detectando las fallas y así reforzarlo aplicando materiales adecuado.



Figura 1: Vista de vigas del puente Chancay



Figura 2: Vista frontal del Puente Chancay

1.2. Trabajos previos

1.2.1. Antecedentes nacionales

(Paredes y Rojas 2018) Estudio del uso de sellador, varillas platinas y mantas de fibra de carbono, en el comportamiento de la losa de concreto armado del tablero del puente sobre el río Mantaro en los distritos de chilca, tres de diciembre, provincias de Huancayo, Chupaca, región Junín 2017. Tesis para optar el **Título** de Ingeniero Civil. En la Universidad Peruana del centro, cuyo **objetivo** es determinar el efecto del uso de varios elementos de reforzamiento. Determinar el efecto de resistividad de la losa del puente. Determinar el efecto del nivel de adherencia de la fibra de carbono en el comportamiento de la losa. Determinar el efecto de resistencia estructural al aplicar el sellador. La **metodología** es Aplicada tipo Experimental, la **población** de estudio es el tablero (constituido por perfiles longitudinales, transversales, losa de concreto, baranda, veredas, cables) del puente sobre el río Mantaro en los distritos de chilca y tres de diciembre, provincia de Huancayo y Chupaca de la región Junín. El tamaño de la **muestra** no probabilístico unidad de observación en la losa de concreto armado. Los **resultaros** que obtuvieron fueron reforzar el tablero del puente, soluciones es reforzar el elemento estructural con fibra de carbono ya que es más fácil. Tener buen funcionamiento de refuerzo de toda la estructura con fibra de carbono. Se deduce que las probetas reforzadas con FRP, soporta mejor la carga de rotura y al esfuerzo de flexión. **Conclusiones** La instalación de varilla, laminas y tejidos en la losa se ha utilizado mano de obra técnica según los protocolos de calidad.

(Calla, L 2017) Evaluación y reparación estructural con fibra de carbono de la superestructura del puente la capilla-Moquegua. Tesis para optar el **Título** de Ingeniero Civil, en la Universidad Católica de Santa María. cuyo **objetivo** es dar solución rápida para poner en servicio al puente La Capilla. Se desarrollará el estudio patológico, luego proponer soluciones rápidas y seguras. Los **resultaros** que obtuvieron fueron determinar elementos deterioro para el posible reforzamiento, soluciones reforzar el puente con fibra de carbono para que esté en funcionamiento rápidamente. **Conclusiones**, las fisuras son clasificadas por importancia en este puente tiene fisuras del orden 0.2mm a 0.4 mm. Las fisuras presentadas no corresponden a asentamientos diferenciaciones. Se verificó el pre dimensionamiento de la subestructura cumplen los parámetros de diseño. Respecto al análisis estructural para las vigas de momento positivos falta un 25% del momento resistente. **Recomendaciones**, se debe tener cuidado en utilizar programas de análisis, se

recomienda utilizar la fibra de carbono verificando sus propiedades para poder realizar el diseño de reforzamiento de los diferentes elementos estructurales. Se debe incorporar un artículo respecto a la utilización de fibra de carbono en el reglamento nacional de edificaciones.

(Bazán, Y 2014) Fallas Estructurales del Puente Chacarume, Celendín; Según la directiva N°01 – 2006 – MTC/14, Del ministerio de Transporte y Comunicaciones. En la Universidad Nacional de Cajamarca. Tesis para optar el **Título** de Ingeniero Civil, **muestra** son los principales puentes que existen en la Red Vial Cajamarca-Celendin. **Técnica** de recolección de datos. cuyo **objetivo** es evaluar las fallas estructurales del puente Chacarume -Celendín, según las directivas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Donde abarca solamente la evaluación y tiene como fin principal evaluar las fallas estructurales producidas por; incremento en su carga de diseño, deterioro progresivo del mismo, el índice medio diario, y así poder determinar posibles soluciones de mantenimiento o reparación sin intervenir en la ejecución de las reparaciones. **Resultados**, existen acumulación de sedimentos, como vegetaciones en los taludes del río, también se presenta debajo del puente como en todos los elementos estructurales. El vehículo mas usado en la zona de estudio son los mototaxis. En la parte inferior de las vigas se observa aceros expuestos corroídos. **Conclusiones**, se consiguió la evaluación de las fallas del puente, en este proceso de evaluación se encontró fallas funcionales en los tableros del puente. Las barandas del puente se encuentran en buen estado. No se observaron desperfectos en los estribos del puente.

1.2.2. Antecedentes internacionales

(Cañamares, J 2016) Sistema de Gestión de Puentes Optimización en redes locales de carreteras. Tesis para optar el **doctorado** de Ingeniero Civil. Cuyo, en la Universidad Politécnica de Madrid , Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. **objetivo** fue realizar un sistema de puentes aplicado a un conjunto de estructura de una red viaria existente capaz de evaluar el deterioro y su evolución, identificación, análisis y estudio pormenorizado de las diferentes herramientas de gestión de puentes existentes, para tener una idea clara del estado del arte, Analizar las diferentes herramientas de optimasen, determinando cuál de ellas se puede adaptar mejor a la red particular estudiada. Los **resultaros** que obtuvieron fueron crear un modelo de inventario que pasa por la simplificación máxima de datos y la **conclusión** la importancia de realizar

campañas de inspección de puentes, capaces de detectar las necesidades de mantenimiento y reparación, establecimiento de un planteamiento de planificación y formato de inspección de puentes específicos y adaptables a las particularidades de la red gestionada. Análisis detallado de las diferentes alternativas para establecer las estrategias de actuación dentro de la gestión de red, utilizando para ello técnicas de optimización de recursos, determinando la adecuación de cada una de ellas a la problemática específica de cada tipología estudiada.

(Cain y Arcos 2016) Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamote-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación Tesis para optar el **título** de Ingeniero Civil. Cuyo, de la Universidad Nacional de Chimborazo, Facultad de Ingeniería, Riobamba – Ecuador. **objetivo** fue realizar la evaluación y funcional del Puente cebadas, pormenorizar y mencionar todos los elementos del puente para identificar sus componentes, Realizar una inspección visual del puente y sus componentes, con la finalidad de indicar las distintas singularidades que presenta. La mencionada investigación de evaluación estructural empleo la metodología basada al Sistema de Administración de Estructuras de Puentes misma que tiene como fin compartir la información técnica. Los **resultaros** que obtuvieron fueron acreditar la propuesta de reparación y reforzamiento estructural de forma fehaciente, en algunas formas los diversos componentes de la estructuran fallan, generando consecuencias económicas y sociales en mayor o menor medida., para validar la metodología utilizada se determinó la condición general del puente cebada obteniendo una calificación de seis, se priorizo e incluyo como factores de evaluación a la hidráulica, el tráfico y vulnerabilidad sísmica en este análisis con el fin de alcanzar una mejor nivel de evaluación de la estructura. Como **conclusión** más relevante fue que la propuesta presentada a ser aplicado en puentes tendría una inversión de 2.38% con respecto de la inversión inicial, la composición actual del trafico en el puente Cebada está dada por un 49.46% de vehículos livianos, un 10.81% de buses y un 39.73% por camiones.

(Berrezueta y Moscoso 2015) Ampliación y reforzamiento mediante fibras de carbono del puente san ramón sobre el río ALCACAY de la comunidad de dacte perteneciente al cantón sígsig, provincia del Azuay, en la Universidad de Cuenca, facultad de Ingeniería Civil. Ecuador. Tesis para optar el **título** de Ingeniero Civil. Cuyo **objetivo** fue proponer la fibra de carbono como alternativa para la ampliación y reforzamiento del

puente San Ramon sobre el rio Alcacay, Definir las dimensiones Óptimas en función de las necesidades del puente, aplicar la metodología para la evaluación, Analizar ventajas y desventajas de la utilización de fibra de carbono como una alternativa para el reforzamiento Para ampliación las nuevas dimensiones estarán en función de los resultados obtenidos. **Resultaros** identificación de fallas existenciales del puente y deficiencia en los procesos constructivos y la **conclusión** utilizar la fibra de carbono para la creciente necesidad de reparar o rehabilitar las estructuras de concreto, para el cálculo o análisis del puente, se tomará el valor promedio de resistencia a compresión simple de 260 kg/cm², en base de los ensayos se puede concluir que el hormigón es apto para un repotenciamiento de la estructura. Para las patologías varias, esencialmente sería necesaria una capa de mortero que evite que los daños avancen y comprometan el funcionamiento de la estructura.

1.3. Teorías relacionadas al tema.

1.3.1. Evaluación estructural de puentes.

Para la preservación de los puentes es obligatorio desarrollar un orden en el método de evaluación, por ende, precisar todas las anomalías que se presente en un puente. Es un nivel de procedimiento que parte desde la observación hasta la evaluación final. Es relevante el uso de las normas, aunque en distintos países tenga diferentes contenidos, por ello es esencial el buen manejo de las normas (Muñoz, 2005, p. 210)

Teniendo en cuenta este concepto, la evaluación estructural será indispensable. Las estructuras de concreto ya construidas son vulnerables a lo largo de su vida útil. Para el autor los parámetros de evaluación son la siguiente:

Tabla 1: Condición global del puente

Calificación	Descripción
0	Muy bueno: No presenta anomalías
1	Bueno: Presenta anomalías sin consideración
2	Regular: Las estructuras fundamentales están bien conservada, mientras que las estructuras complementarias presentan anomalías
3	Malo: las anomalías comunes en puentes se presentan directamente a las estructuras fundamentales.
4	Muy Malo: presencia de anomalías que afectan directamente a las estructuras principales, teniendo como consecuencia fallas en todos los elementos estructurales
5	Pésimo: presencia de anomalías colosal en todos los elementos estructurales de los puentes , haciendo el puente se inaccesible

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones República del Perú, 2006

1.3.1.1. Partes de la evaluación estructural.

1.3.1.1.1. Inspección de campo.

La inspección de campo del puente será de carácter visual y no se alterará las características físicas del puente ni por pruebas ni ensayos, se recopilará datos precisos tal como se muestra el puente, después de ello se obtendrá datos relevantes que serán desarrollados en gabinete y como resultado un diagnostico final.

La evaluación estructural inspeccionada en campo se desarrollará en una oficina técnica, teniendo todos los datos recolectados. Esto será evaluado con precaución y claridad. El personal encargado tendrá que usar el juicio para cada detalle de la inspección para una mayor precisión y no cometer negligencia en el desarrollo de la evolución (Godinez, 2010, p. 6).

Teniendo en cuenta las singularidad y lugar de los puentes se establece una inspección, para diagnosticar su mantenimiento. Durante la inspección de campo el personal capacitado obtendrá buenos resultados para el desarrollo de la evaluación estructural (Muñoz, 2015, p. 201)

Para ambos autores es vital ordenar a un personal capacitado para obtener datos precisos de la evaluación estructural de puentes en campo. Ya que si un personal no apto realizará la inspección de campo, obtendrá datos erróneos y al llevarlo a trabajo de gabinete, los desarrollos de estos datos serán inadecuados y sumará errores. Para un buen diagnóstico

de la evaluación estructural de puente es necesario capacitar al personal que se va a encargar con responsabilidad del área asignado.

Para Muñoz la inspección de campo es saber determinar el estado actual del puente, sabiendo toda característica geométrica del puente recién se puede dar el siguiente paso de inspección, la cual se deberá tener un plan de inspección.

a) Levantamiento patológico.

Es el análisis consecuente para el proceso de obtener anomalías que pueden afectar directamente al concreto. (Contreras y Reyes, 2014, p.16)

Según el autor, el levantamiento patológico es una secuencia entre causa, consecuencia y diagnóstico. En esta parte de la evaluación estructural de puentes se estudia al concreto en daños, fallas que son alteradas por impactos directos al puente como; desastres naturales y accidentes ocurridos en los puentes.

b) Características estructurales

Los puentes no tienen un concepto definido simple ya que abarca a *cualquier contexto en que aparece*. Los puentes en términos de la ingeniería civil “Es una construcción que permite generar una plataforma de apoyo elevada con respecto al suelo, sobre la cual pueden circular uno o más tipos de flujos”. (Somenson, 2015, p. 11)

Respecto a las características estructurales para Godínez (2010), señala:

Las características estructurales se basan al material de construcción y a la resistencia que esta le brinda al puente, para Godínez primero es saber que material se está utilizando en la construcción del puente. Por consiguiente se presenta una tabla donde representa los materiales empleados en cada país con una medición de (%).

Tabla 2: Materiales usados en la construcción de puentes

País	Hormigón no pretens	Hormigón pretensado con postensión	Hormigón pretensado con pretension	Acero	Piedra	Madera	Otros
Austria	35	57 ⁽¹⁾	-	8 ⁽⁵⁾	.	0	
Canadá	44	12	18	25	.	1	
Dinamarca	38	50	5	7	.	0	
Eslovaquia	5	89	0	6	-	-	
EE. UU.	17	-	15	62	1	5	0
Finlandia	82 ⁽²⁾	-	-	9	2	7	
Francia	28	49	-	10	11	0	2
Hungría	51	8	23	8	2	0	8 ⁽³⁾
Japón	14	27 ⁽¹⁾	-	53	0	0	6 ⁽³⁾
Noruega	62 ⁽²⁾	-	-	29	3 ⁽⁴⁾	-	
Países Bajos.	20	50	25	5	-	-	
Polonia	47	26 ⁽¹⁾	-	22	3	2	
Reino Unido	30	10	40	12	8	0	
Rumanía	43	47 ⁽¹⁾	-	9	1	-	
Suecia	56	22	0	21	1	0	
Suiza	38	60	0	2	0	0	

(1): Incluye Hormigón con pretensión (2): Incluye Hormigón pretensado (3): Estructuras mixtas de Hormigón y acero (4): Incluye Vigas de madera (5): Incluye estructuras mixtas Acero-Hormigón.

Sabiendo este aspecto Godínez clasifica en 2 las características estructurales del puente.

Tabla 3: Clasificación por estructura longitudinal

Tipo	Subtipo
Tramo recto	Subtipo
	Tramo sencillo
	Tramos múltiples
	tramos continuos
	Tramos compensado
	Portico (sencillos, múltiples.)
	Tramos ménsualeas
Arcos	Atirantado
	Arco tímpano
	Arco con bielas
Colgantes	Colgado de cables rectos
	De cables curvos

Fuente: Godínez, 2010

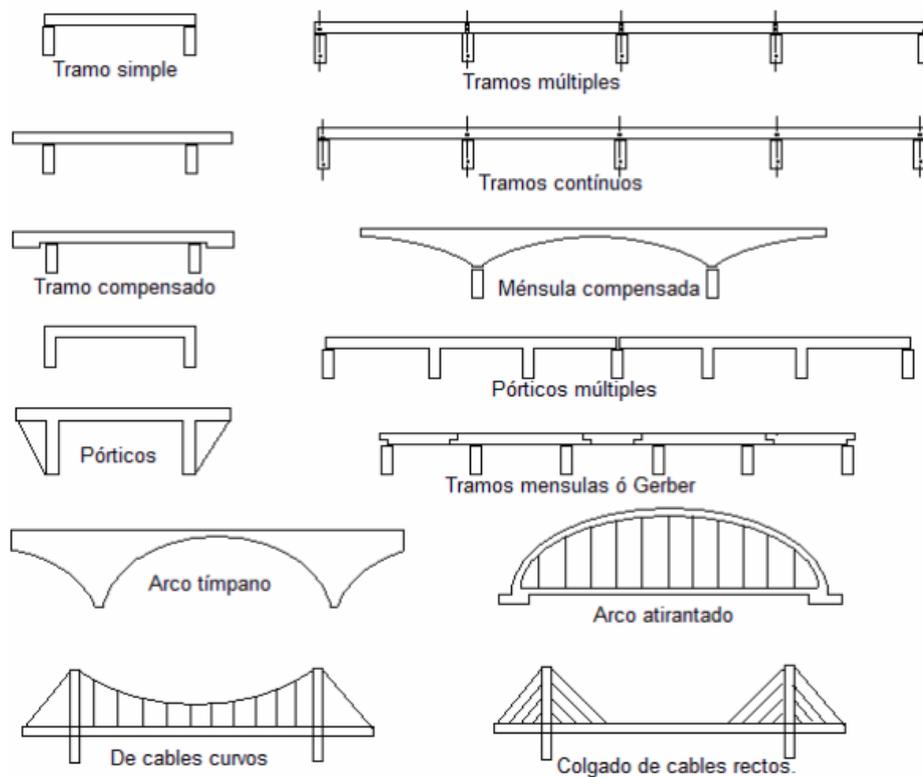


Figura 3:Características longitudinales de puentes

Fuente: Godinez, 2017

- Clasificación por estructura transversal

Se aprecia la sección transversal del puente, es como un corte a la estructura, “*se prefiere mostrar los esquemas correspondientes cuando se trate el aspecto correspondiente al dimensionamiento preliminar y de esta manera, no duplicar la misma información.*” (Godinez, 2010).

Tabla 4: Clasificación por estructura transversal

Clasificación por estructura transversal	1. Losa	* Maciza	
		* Aligerada	* Con tubos * Con sección cuadrada ó rectangular
	2. Viga y losa	* De alma rectangular	—————
		* Viga T	
		* Viga doble T.	
* Viga cajón			
3. Sección cajón			

Fuente: Godinez, 2017

Respecto a las características estructurales para Muñoz (2015) señala:

Es la clasificación de puentes de acuerdo al servicio que prestan, al material de la superestructura, por su longitud, por la ubicación del tablero, mecanismo de transmisión de carga y por sus condiciones estáticas,

Para ambos autores la característica estructural de puentes se relaciona acerca del material de construcción, sabiendo estos parámetros se puede obtener una evaluación estructural eficaz.

c) Características geométricas.

Es la circunstancia topográfica e hidráulica que determina la luz a cubrir así mismo la cota de rasante. El ancho del puente estará determinado por el número de vías, como valor estimado será entre 3 y 4.5m (A.A.S.H.T.O. LRFD Bridge Design Specifications. Washington, 1994).

Son datos de características reales obtenidos del puente, representadas en distintos planos que faciliten el dibujo del puente y características como:

- Longitud
- Número de tramos
- Número de carriles
- Ubicación, etc.

1.3.1.1.2. Ensayos y Pruebas.

Teniendo en cuenta el estado actual del puente se realizará ensayos y pruebas correspondientes a la evaluación estructural. Las pruebas y ensayos no destructivos y destructivos, se emplea para clasificar el material usado en la estructura, teniendo como parámetros; el estándar de diseño o las especificaciones de calidad (Velázquez ,2014)

A continuación, la clasificación de los ensayos para la evaluación estructural de puentes.

a) Ensayos de suelo

Para Botía, W. (2015)

La mecánica o estudio de suelo se entiende como la ciencia que analiza y define las propiedades del suelo. La cual le permita dar a conocer a los expertos la capacidad portante, permeabilidad, entre otros.

Para poder determinar las propiedades del suelo, solo es posible mediante ensayos que se realizan en laboratorio. Mediante este concepto se determinará la rigidez del suelo para la cimentación del puente Chancay y realizar una evaluación estructural de la subestructura del puente.

Para dicha evaluación se tendrá que calcular el coeficiente de balasto, donde se obtendrá mediante ensayos de laboratorio, será por la clasificación de suelos que están estandarizados (anexo 7)

El método del coeficiente de balasto: es obtener el coeficiente K, que está asociada a la rigidez del terreno, expresa una constante de proporcionalidad.

$$P \text{ (T/m}^2\text{)} = K \times \delta \text{ (m)}$$

Para Aragón, Jorge.

CUESTIONES A CONSIDERAR

- Se parte de la hipótesis ideal de suelos homogéneos.
- No se tiene en cuenta la interacción entre cimientos próximos.
- Depende de la superficie de la cimentación: relación entre tensiones y asientos.
- El coeficiente de balasto es inversamente proporcional al asiento.
- Se determina en laboratorio, mediante ensayo de placa de carga de diferentes diámetros D (generalmente 30x30cm), cumpliéndose la relación: $K_1 \times D_1 = K_2 \times D_2$

COEFICIENTE DE BALASTO Valores orientativos para placa de carga de 30x30cm² (K30).

Clases de suelo	(K/cm ³)	Clases de suelo	(K/cm ³)
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5 - 1,0	Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8,0 - 10,0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1,0 - 1,5	Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras	10,0 - 12,0
Arena fina de ribera o playa	1,0 - 1,5	Gravilla arenosa floja	4,0 - 8,0
Arena floja seca	1,0 - 1,3	Gravilla arenosa compacta	9,0 - 25,0
Arena floja húmeda	0,8 - 1,0	Grava fina con mucha arena fina	8,0 - 10,0
Arena media seca	3,0 - 9,0	Grava media con arena fina	10,0 - 12,0
Arena media húmeda	2,0 - 6,0	Grava media con arena gruesa	12,0 - 15,0
Arena compacta seca	9,0 - 20,0	Grava gruesa con arena gruesa	15,0 - 20,0
Arena compacta húmeda	7,0 - 13,0	Grava gruesa con poca arena	15,0 - 20,0
Capa de humus, arena y grava	1,0 - 2,0	Rocas blandas o algo alteradas	>30,0
Arcilla mojada	2,0 - 3,0	Rocas sanas	>500,0
Arcilla húmeda	4,0 - 5,0		
Arcilla seca	6,0 - 9,0		
Arcilla seca dura	> 10,0		
Margas arcillosas	20,0 - 40,0		

UNIDADES: 1 K/cm³ ≈ 10³ T/m³ ≈ 10⁴ kN/m³

Figura 4:Parámetro para hallar el coeficiente de balasto

Fuente: Aragón

b) Ensayos no destructivos.

Es tener resultados mediante una evaluación teórica o por lo tanto tener pruebas mediante la esclerometría, ensayo de pintura, ensayos que no dañen la estructura.

Es considerable el empleo de estos ensayos de carga. Los tipos de ensayos no destructivos son habituales para la evaluación estructural de los puentes (Muñoz, 2015, p. 217).

1.3.1.1.3. Evaluación analítica.

a) Modelamiento estructural.

sabiendo el estado actual del puente se llevará a cabo un modelamiento con software que nos dará datos más precisos para la evaluación estructural del puente, para Alarcón ante del modelamiento se debe entender primero las herramientas para el modelado.

Los elementos estructurales del puente se explican de manera simple, siguiendo una

Estructuración de cada parte del puente, las vigas están simplemente apoyadas, comúnmente el puente es recto. Por consiguiente, se mostrará la clasificación fundamental del puente (Alarcón, 2013).

Dentro de la clasificación de los puentes, la superestructura tiene como estructura: vigas, riostras, losas, barandas y andenes. También los vehículos y peatones se trasladan sobre esta misma (Trujillo 2010, pag.202) citado por (Durán 2009, pag.29).

Elementos de la superestructura

- Superficie de rodadura
- Tablero
- Vigas longitudinales

La infraestructura sirve como apoyo de la superestructura (Trujillo 2010, pag.202) citado por (Durán, 2009, pag.29).

Elementos de la infraestructura

- Apoyos
- Pilas
- Estribos con su respectiva cimentación

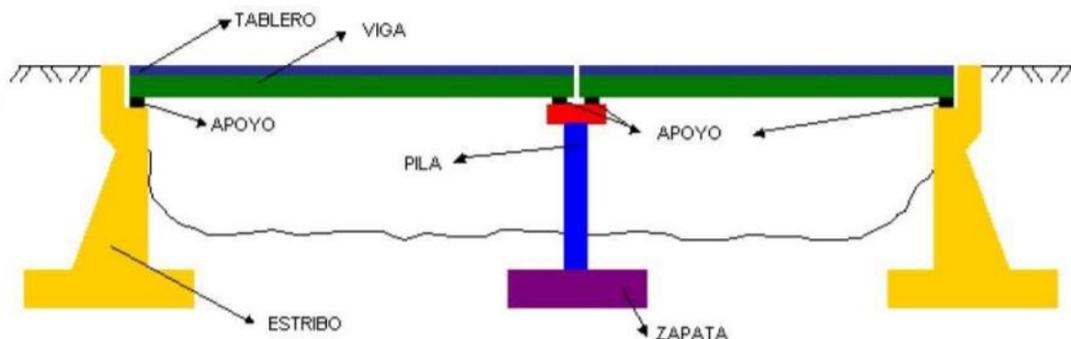


Figura 5: Partes de un puente simplemente apoyado

Fuente: ALARCON, luisa, Diseño y análisis de resonancia de un modelo estructural virtual de puentes colgantes, 2013, pg. 22.

b) Medición de respuestas.

Para Calavera (2005, p. 287), señala, *“las mediciones y en general la información recogida en la inspección deben ser realizadas en si mismas y en comparación con la información previa verbal y escrita. Por supuesto los posibles desacuerdos deben ser cuidadosamente examinados y valorados”*

Respecto al autor, se realizará varios grupos de medidas para cada elemento donde se requiera ser reforzado, previo a eso se obtendrá un mejor detalle de respuestas.

1.3.2. Reforzamiento.

Respecto al reforzamiento Rosero (2013, p. 21).

“Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyectos y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso”.

1.3.2.1. Propiedades y características del FRP

Las propiedades del FRP lo hacen indispensable ya que es muy resistente al reforzar cualquier elemento estructural.

PROPIEDADES

- Tensión (ASTM D-638)
- Resistencia a tensión a 7 días: 8,000 psi (52.0 Mpa)
- Módulo de elasticidad: 290 Ksi (2,000 Mpa).
- Elongación de rotura: 3.50%
- Propiedades de flexión (ASTM D-790); resistencia a flexión a 7 días : 13,000psi (90.0 Mpa).
- Módulo de tangente: 500 Ksi (3,448 Mpa)
- Propiedades de compresión (ASTM D-695); resistencia a la compresión:
 - 1 día: 4,000 psi 27.6 Mpa
 - 3 días: 11900 psi 82.1 Mpa
 - 7 días: 13900 psi 96 Mpa
- Modulo de compresion:
 - 250 ksi 1725 Mpa

Propiedades de tension (ASTM D-638); resistencia a tension a 7 días: 8,000 psi (52.0 Mpa)

Modulo de elasticidad : 290 Ksi (2,000 Mpa).				
Elongacion de rotura: 3.50%				
Propiedades de flexion (ASTM D-790); resistencia a flexion a 7 dias : 13,000psi (90.0 Mpa).				
Modulo de tangente: 500 Ksi (3,448 Mpa)				
Deformacion unitaria de fluencia:			3.00%	
Propiedades de compresion (ASTM D-695); resistencia a la compresion:				
1 dia:	4,000	psi	27.6	Mpa
3 dias:	11900	psi	82.1	Mpa
7 dias:	13900	psi	96	Mpa
Modulo de compresion:				
250	ksi	1725	Mpa	

CARACTERISTICAS DEL EPOXICO.

- Color: Gris claro.
- Relación de mezcla: Componente A: Componente B = 3:1 en volumen.
- Viscosidad (mezclado) : Aprox. 2.700 cps.
- Vida en el recipiente: Aprox. 40minutos (1 galón).
- Tiempo de contacto: Aprox. 90 minutos.
- Temperatura de deflexión (HDT) (ASTM D-648) 7 días: 47°C.
- Temperatura de transición vítrea (Tg) 7 días: 49°C.

1.3.2.1.1. Alta flexibilidad

La fibra de carbono es fácil de adaptarse a diferentes superficies donde será utilizada, es usada desde la reparación de vehículos hasta cualquier elemento estructural, ya que se adhiere a cualquier superficie

1.3.2.1.2. Alta resistencia

La resistencia a la tensión varia dependiendo de la marca que se utilice, en este proyecto de investigación se utilizará el SIKA WRAP 103C y el SIKADUR-301. donde su resistencia a tensión equivale a 3790Mpa, esta es una de las propiedades mas importante de la fibra de carbono.

1.3.2.1.3. Baja densidad

La densidad del SIKA WRAP 103C es de 1.80 g/cm³, para realizar el reforzamiento la densidad debe de ser menor que el acero para que las platinas no se ensanches y no haya dificultad en el proceso de realizar el refuerzo

1.3.2.2. Sistema de reforzamiento con FRP

El sistema de reforzamiento con FRP, parte del ACI 440.2R, método de diseño que se utilizará para los futuros reforzamientos a flexión.

1.3.2.2.1. Resistencia ultima

se hallará la resistencia última del elemento con fibra de carbono, sabiendo que se debe cumplir distintas condiciones como es el caso de la deformación y el equilibrio de fuerzas.

1.3.2.2.2. Deformación unitaria de FRP

La deformación del FRP, Fiber Reinforcer Polymer (Polímero o plástico reforzado con fibras) equivale a un 3% de fluencia. Para el reforzamiento se conoce tres tipos de platinas que son el S, M y H. donde S y M se utilizará para el reforzamiento de concreto, mientras que el H es para reforzar elementos de maderas.

Las platinas tipo S poseen un módulo de elasticidad que es mucho menor a la del acero, pero presentan mayores deformaciones. La platina tipo M de una mayor rigidez, provee al elemento de una menor deformación, pero con una presencia notable de fisuras, pero de un tamaño menor.

1.3.2.2.3. Esfuerzo efectivo del FRP

Respectos a los datos del FRP, y aplicando el método de diseño ACI 440.2R, se calculará el nivel de deformación del elemento al equilibrio con los esfuerzos, donde de detallará en los cálculos de esta investigación.

1.3.2.3. Incremento de resistencia

El refuerzo de los elementos estructurales del puente Chancay dependerá del RF mediante el LRFR (índice de carga y factor de resistencia) que nos dirá si necesita ser reforzado por cortante o por flexión.

1.3.2.3.1. Refuerzo por cortante

Cuando falla los elementos que están bajo esfuerzos cortante necesitan ser reforzadas por fibras de carbono de manera U donde se envolverá al elemento de manera relevante para aumentar su resistencia, donde aplicando el método LRFR, y obteniendo el RF sea menor a 1 se procederá al reforzamiento.

1.3.2.3.2. Refuerzo por flexión

Cuando se haya realizado la inspección de campo se obtendrá la ubicación de la fallas, para detectar en que zona necesita ser reforzada, en esta manera el refuerzo a flexión será de manera longitudinal, se usará laminas y telas unidireccionales..

1.4. Formulación de problema.

1.4.1. General.

¿Aplicando el método LRFR en el puente en el puente Chancay se puede evaluar para determinar el reforzamiento?

1.4.2. Específicos.

¿A través de la inspección de campo se podrá conocer el estado del puente por método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018?

¿Influye los ensayos y pruebas para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018?

¿Como Aplicar la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018?

1.5. Justificación del estudio.

1.5.1. Metodológica.

La evaluación estructural en puentes se realizará mediante el método de LRFR, contando con parámetros convencionales para el análisis de evaluación. Esto implica que el personal a inspeccionar tenga conocimientos básicos para obtener una evaluación estructural de puente acertada. En ese sentido la presente investigación Determinará los daños que presenta el puente, y hallará el RF para realizar un diagnóstico para el reforzamiento. En consecuencia, el estudio contribuirá con el desarrollo de evaluación estructural así mejorando la calidad de reforzamiento para nuestro país.

1.5.2. Practica.

La presente investigación beneficiará a las instituciones alineadas al rubro de diseño y evaluación de puentes, para tomar una medida rápida al reforzamiento, ya que en este puente los vehículos se desplazan de una forma ondulatoria.

1.6. Hipótesis.

1.6.1. General.

El método LRFR se puede aplicar para evaluar en el puente Chancay para determinar el reforzamiento

1.6.2. Específicos.

La inspección de campo da conocer el estado del puente por el método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Los ensayos y pruebas influyen para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

La evaluación analítica aplica al reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

1.7. Objetivos.

1.7.1. General.

Evaluar el puente Chancay para el reforzamiento aplicando el método LRFR en el puente Chancay

1.7.2. Específicos.

Conocer el estado del puente a través de la inspección de campo por el método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Conocer la influencia de los ensayos y pruebas para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Aplicar la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

II. METODO

2.1. Diseño de investigación

Es la presente investigación se determinará que enfoque de investigación mejor se adapta, así como el método, tipo y nivel que se utilizaran.

2.1.1. Enfoque de investigación.

Según (Hernández S., 2014, p. 04) manifiesta que es:

Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis.

La investigación es de enfoque cuantitativo al desarrollar lo que señala Hernández.

2.1.2. Método.

Según (Borja S., 2000, p. 08) expresa que es “*El conjunto de estrategias y procedimientos metódicamente secuenciales que tiene como objetivo la comprobación empírica de un planteamiento (hipótesis) y que permitirá la interpretación de la realidad; sin embargo sus conclusiones no pueden tomarse como una verdad absoluta*”.

Bajo este concepto la presente investigación se aplica el método ***científico***.

2.1.3. Tipos de estudio.

2.1.3.1. De acuerdo a la orientación

La investigación es de tipo aplicada; según (Martínez R., 2012, p. 16) nos indica que se “*Busca la resolución de problemas prácticos, con un margen de generalización limitado. Su propósito de realizar aportes al conocimiento científico es limitado*”.

Así entonces la presente investigación se considera ***aplicada*** al intervenir de manera positiva a la investigación.

2.1.3.2. De acuerdo a la técnica de contrastación

También llamada analítica, se permite el análisis de la relación entre dos variables, ya sea por relación de causalidad, correlación o asociación. En esta parte cobran importancia los grupos de control.

Así entonces la presente investigación se considera *explicativa* al al análisis de dos variables

2.1.3.3. De acuerdo con la direccionalidad

Para estudios explicativos cuando el fenómeno a estudiarse presenta un efecto en el presente y busca la causa en el pasado.

Así entonces la presente investigación se considera *Retrospectiva*

2.1.3.4. De acuerdo con el tipo de fuentes de recolección de datos

Enfoque de Feninstein

La información se recogerá de acuerdo con los criterios del investigador y para los fines de la investigación después de la planeación de esta.

Así entonces la presente investigación se considera *prolectiva*

2.1.3.5. De acuerdo a la evolución del fenómeno estudiado

Se obtiene como comparación de los valores de la o las variables en diferentes ocasiones, ya sea futuro o presente, presente o pasado. Se subdividen en retrospectivo y prospectivo.

Así entonces la presente investigación se considera *transversal*

2.1.3.6. De acuerdo a la comparación de las poblaciones

Estudio que solo cuenta con una sola población, la cual se pretende describir en función de una o un grupo de variables.

Así entonces la presente investigación se considera *descriptiva (de una sola variable)*

2.1.4. Nivel.

Este tipo de investigación trasciende a la simple descripción de la relación entre variables, estando dirigido a indagar las causas de los problemas, tratando de dar una explicación de por qué ocurren, o por qué dos o más variables están vinculadas. *“No es lo mismo decir que ocupación y preferencia política están relacionadas, a explicar por qué lo están en términos de un vínculo causa-efecto”* (Cazau, 2006).

Respecto a esta definición la presente investigación se considera **correlacional** al medir el nivel de relación entre las variables de estudio.

2.1.5. Diseño.

“lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos”. (Kerlinger, 1988, p. 333).

La presente investigación se ubicó en el diseño *no experimental*.

2.2. Variables, Operacionalización.

2.2.1. Variable Independiente: Evaluación estructural.

Según (Borja S., 2012, p. 23) nos declara que *“Es la variable que produce el efecto o es la causa de la variable dependiente”*.

2.2.2. Variable Dependiente: Reforzamiento.

Según (Borja S., 2012, p. 23) nos declara que *“Es el resultado o efecto producido por la acción de la variable independiente”*.

2.2.3. Operacionalización.

Matriz de operacionalización de variable se encuentra en el anexo N°2. Matriz de operacionalización de variables.

2.3 Población, muestra y muestreo.

2.3.1. Población.

“[...] conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio”. (Arias, 2006. p. 81).

La población de esta investigación estará formada por *todos* los puentes de concreto armado en la provincia de Huaral.

2.3.2. Muestra.

“Conjunto de casos extraídos de una población, seleccionados por algún método de muestreo”. (Latorre, Rincón y Arnal, 2003, 78)

La muestra de esta investigación estará formada por *un puente de concreto armado sentido de sur a norte*, en el distrito de Chancay, provincia de Huaral en el departamento de Lima.

Porque el puente Chancay es la única vía nacional que une Chancay con el centro poblado Pasamayo y reporta accidente en su historial. Por lo que las autoridades no prestan atención a estos sucesos, por la importancia del puente, se eligió como muestra para el desarrollo de la presente investigación

2.3.3. Muestreo.

“En este tipo de muestreo, puede haber clara influencia de la persona o personas que seleccionan la muestra o simplemente se realiza atendiendo a razones de comodidad.” (Ferre, 2010)

Para Hernández Sampieri y otros, (2004), clasifica el muestreo en probabilístico y no probabilístico.

El muestreo de esta investigación será *no probabilístico intencional* y será formada por un puente de concreto armado sentido sur a norte, en el distrito de Chancay, provincia de Huaral en el departamento de Lima.

La muestra elegida para el desarrollo de la presente tesis, está en malas condiciones, y es necesario intervenir en el proceso, ya que es una vía nacional, donde solo existe un puente que conecta la zona de Chancay a la ruta de Pasamayo (Lima).

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.

2.4.1. Técnica.

Según Mejía (2005, p. 76) *“La observación directa y sistemática del comportamiento constituye en muchos casos el método de medición más adecuado. El investigador escoge*

la conducta que le interesa y elabora un procedimiento sistemático para identificarla, clasificarla y registrarla en una situación natural o preparada.”

De acuerdo a estas definiciones la técnica usada en esta investigación es la técnica de la observación directa

2.4.2. Instrumento.

Según Pineda, Alvarado y Canales (1994, p. 125), El "instrumento" es la herramienta que se utiliza para recolectar y registrar los datos obtenidos.

Respecto a esta definición, la presente investigación usara la ficha como instrumento de recolección de datos, para ellos el instrumento debe ser confiable y valido.

2.4.3. Validez.

“La validez de un instrumento de medición se evalúa sobre la base de tres tipos de evidencias. [...] éste se acercará más a representar la(s) variable(s) que pretende medir” (Hernández y otros, 2016, p. 204)

Tabla 5: Parámetros de validez para el instrumento

0.53 a menos	Validez nula
0.54 a 0.59	Validez baja
0.60 a 0.65	Válida
0.66 a 0.71	Muy válida
0.72 a 0.99	Excelente validez
1.00	Validez perfecta

Fuente: Según Oseda (2011).

De acuerdo al instrumento realizado por mi autoría, este será validado por 3 profesionales ingenieros civiles, expertos en el área de diseño de puentes.

2.4.4. Confiabilidad.

Respecto a la confiabilidad Namakforoosh señala:

“[...] confiabilidad es el grado en el cual una medición contiene errores variables. [...] se puede definir la confiabilidad como la razón de las varianzas de la puntuación verdadera con la puntuación observada” (2005, p. 229).

Mediante el cálculo de confiabilidad se podrá determinar la confiabilidad del instrumento.

2.5. Método de análisis de datos.

El método de análisis de datos se define según Ávila (2006, p. 97)):

“[...] en esta etapa se determina como analizar los datos y que herramientas de análisis estadísticos son adecuadas para éste propósito.”

Respecto a la definición del método de análisis de datos, para poder realizar este aspecto primero se debe haber concluido todo el paso de recolección de datos y procesamiento, cumpliendo la validez y la confiabilidad del instrumento.

De acuerdo a las variables de estudio, la evaluación estructural debe cumplir con los ensayos adecuados para poder determinar los datos más precisos en la investigación, de acuerdo a ello el reforzamiento será apropiado, dependiendo del análisis de datos obtenidos en campo.

2.6. Aspecto ético.

De acuerdo a los principios éticos y morales que respaldan esta investigación, toda información recolectada en campo, es confidencial y privacidad de mi autoría. Para avalar esta investigación, el desarrollo de la metodología fue citada y descrita por diferentes autores, tomando como referencia el sistema ISO 690. Mediante el software TURNITIN será evaluado la presente investigación para avalar el desarrollo de mi autoría.

III. RESULTADOS

3.1. Descripción de la zona de estudio

3.1.1. Situación geográfica

El Puente Chancay se encuentra ubicado cerca de Tambo, Estanque y El Horno, ubicado en el distrito de Chancay, en la Provincia de Huaral, Departamento de Lima.

Tipo	:	Puente de concreto simplemente apoyada
Localización	:	Perú, Sudamérica
Latitud	:	11° 36' 13.9" (11.6039°) sur
Longitud	:	77° 14' 17.3" (77.2381°) oeste
Altitud	:	34 metros (112 pies)



Figura 6: Ubicación del Puente Chancay

Fuente: Google map

Lugares prominentes en el área

Puerto Chancay	:	un puerto, 4 km al noroeste
Bahía de Chancay	:	una bahía, 5 km al noroeste
Puente Huaral	:	un puente, 6 km al noreste

3.2. Aplicar el método LRFR para evaluar en el puente Chancay para determinar el reforzamiento

La evaluación estructural del puente chancay será mediante el método LRFR, donde como datos se necesarios que implica estos pasos son:

1. Estudio de suelos
2. Ensayo de esclerometría
3. Inspección visual
4. Paneles fotográficos (ver anexo 5)
5. Descripciones geométricas

Tabla 6: Inspección ocular del puente Chancay

Elemento		Descripción
I. SUPERESTRUCTURA		
01	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)	Se encuentran fisuras ocasionadas por fallas por flexión.
02	Viga Principales concreto armado	Presentan fisuras por esfuerzos de corte y flexión.
03	Vigas Secundarias de concreto armado	Presentan fisuras por flexión.
II. SUBESTRUCTURA		
04	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	Se encuentran en mal estado de conservación, se encuentran sucias.
05	Elevación de Pilares Concreto Armado	Se encuentran en mal estado de conservación, se encuentran sucia y presentan fisuras
III. DETALLES		
06	Capa Asfalto	Se observa deterioro en la superficie asfaltica. Se aprecia deslizamiento de la superficie de rodadura.
07	Apoyo fijo Neopreno	Se encuentra en buen estado, se encuentran sucios.
08	Apoyo deslizante de neopreno	Se encuentra en buen estado, se encuentran sucios.
09	Parapeto de Concreto Armado	Presenta barandas agrietadas y en mal estado de conservación
10	Tuberías Metálicas	Se encuentran completas, sin embargo se encuentran sucias, obstruidas y presentan oxido superficial.
IV. ACCESOS		
11	Señalización	Los carteles de señalización se encuentran sucios, las tachas reflectivas y pintura en pavimento, serán tienen que ser reemplazadas

Fuente: Elaboración propia

3.2.1. Descripción del puente chancay

Figura 7: Vista en planta del puente Chancay

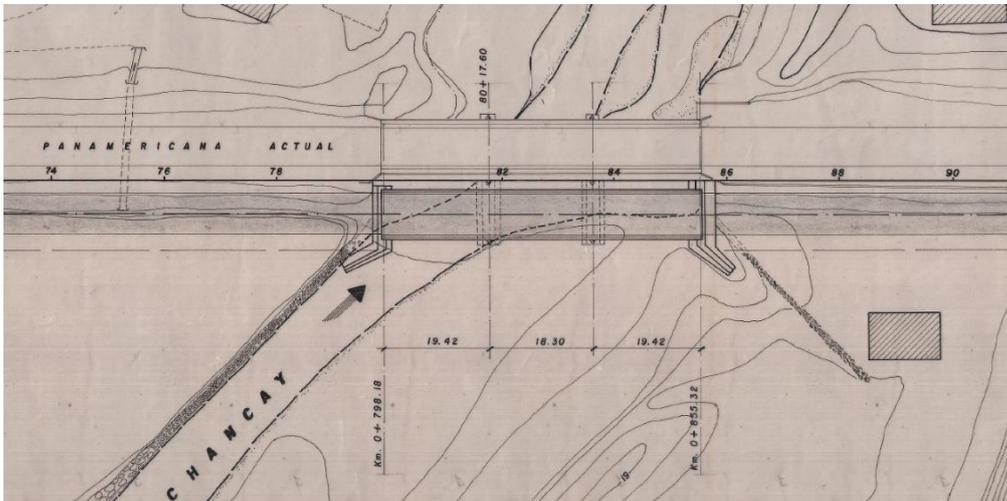


Figura 8: Vista de elevación del puente Chancay

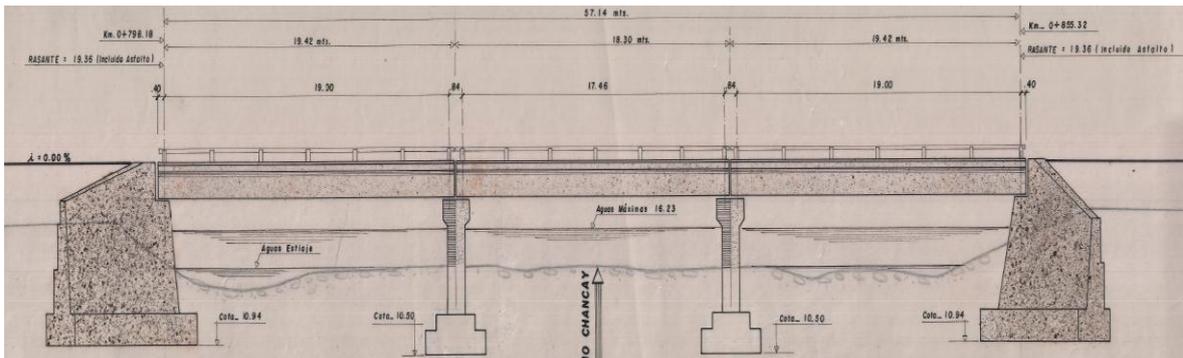
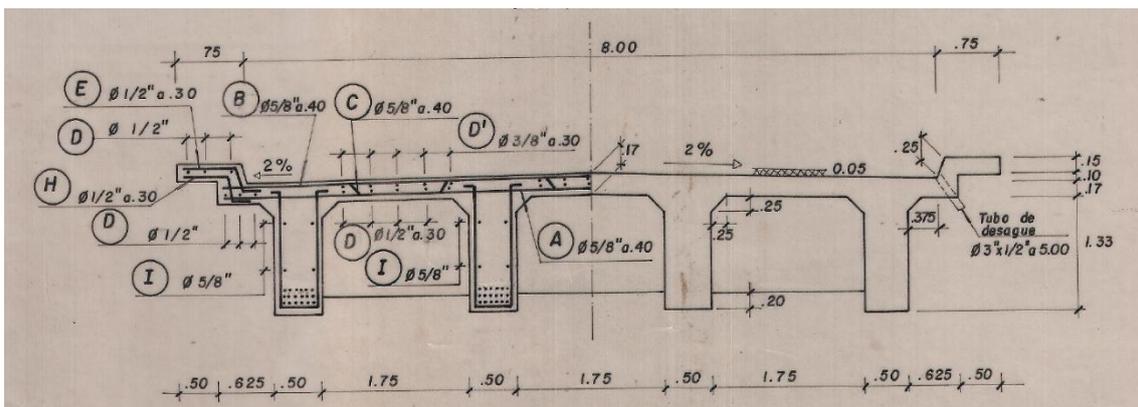


Figura 9: Vista de sección transversal del puente Chancay



- Longitud de la superestructura : 57.14m (3 tramos; 19.42, 18.30 y 19.42)
- Ancho de la calzada : 8.00m
- Espesor de la losa de concreto : 0.17m

- Espesor del asfalto : 0.05m
- Separación entre vigas principales : 1.75m
- Ancho de las vigas : 0.50m
- Altura de viga : 1.50
- Ancho de las vigas diafragma : 0.30m

DATOS DE CARGA

- DC = Peso de componente estructurales
- Dw = Peso de la superficie de desgaste
- LL = Sobrecarga vehicular
- PL = Sobrecarga peatonal (0.36t/m²)
- IM = Amplificación dinámica (impacto)

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

- DC = 1.25
- DW = 1.50
- LL = 1.75
- IM = 33%

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

- Ø = 0.90

MODIFICACIÓN DE CARGA

- | | | | | | |
|-------------------|---|--------------------------|----------------|---|--|
| Peso del concreto | : | 2.4 ton/m ³ | f _c | = | 210 Kg/cm ² |
| Peso del asfalto | : | 2.2 ton/m ³ | E _c | = | 2.4x10 ³ Kg/cm ² |
| Peso de la vereda | : | 0.363 ton/m ² | f _y | = | 4200 Kg/cm ² |
| Peso de barandas | : | 0.1 ton/m | E _s | = | 2.10E+06 Kg/cm ² |

3.3. La inspección de campo interviene a través del método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Para el reforzamiento del puente, interviene indispensablemente la inspección de campo, para la sub estructura y super estructura del puente, atrás vez de la inspección de campo determinamos el RF, que nos permitirá distinguir si el elemento está para demoler, ser reforzado, o se encuentra en optima condiciones

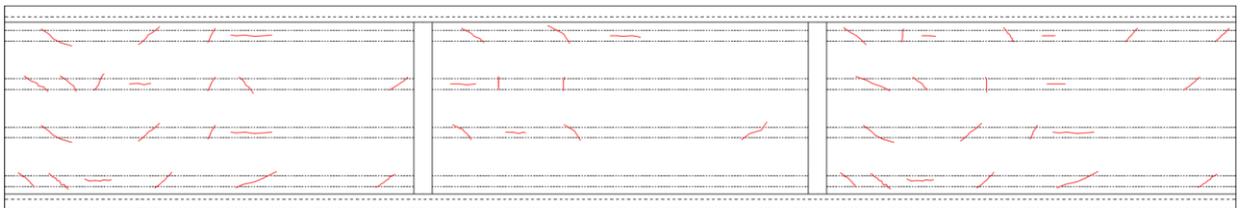
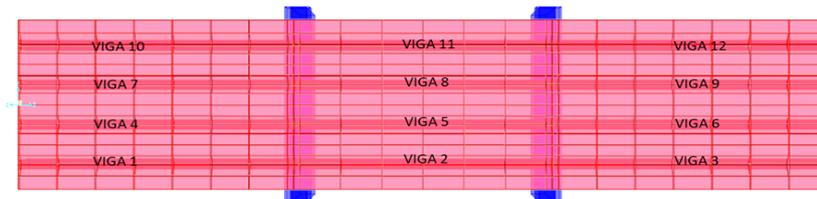


Figura 10: Sectorización de vigas

Fuente: Elaboración propia

Las fisuras presentadas equivalen a un espesor de 0.2mm a 0.4mm representablemente importante.

3.3.1. Calculo del RF en vigas

Mediante la modelación del puente en el programa CSI BRIGDE, se obtienen datos y a la vez aplicando el método LRFR con parámetro de condiciones del puente se halla el RF. **Tabla 7:** Factor de sistema, para flexión y efectos axial

Superstructure Type	ϕ_s
Welded Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.85
Riveted Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.90
Multiple Eyebar Members in Truss Bridges	0.90
Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft	0.85
Four-Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 4 ft	0.95
All Other Girder Bridges and Slab Bridges	1.00
Floorbeams with Spacing > 12 ft and Noncontinuous Stringers	0.85
Redundant Stringer Subsystems between Floorbeams	1.00

Structural Condition of Member	ϕ_c
Good or Satisfactory	1.00
Fair	0.95
Poor	0.85

Viga Exterior**VIGA 1**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Analisis de Flexion :

$$RF1 = 0.970$$

Analisis de Corte :

$$RFC = 2.031$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Exterior**VIGA 2**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.95
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condición estructural del miembro:

Regular

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Analisis de Flexion :

$$RF1 = 1.559$$

Analisis de Corte :

$$RFC = 2.818$$

- El resultado del RF es Flexión y corte resultan ser mayor que 1, por ende, el elemento no necesita ser reforzado

Viga Exterior**VIGA 3**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Analisis de Flexion :

$$RF1 = 0.970$$

Analisis de Corte :

$$RFc = 2.031$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Interior**VIGA 4**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Analisis de Flexion :

$$RF1 = 0.791$$

Analisis de Corte :

$$RFc = 1.742$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Interior**VIGA 5**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.95
---------	------

$j_s =$	1.00
---------	------

$j =$	0.90
-------	------

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot M_n$$

$g_{DC} =$	1.25
------------	------

$g_{DW} =$	1.50
------------	------

$g_P =$	1.00
---------	------

$g_L =$	1.75
---------	------

Condicion estructural del miembro:

Regular

Factor de sistema

Analisis de Flexion :

RF1=	1.303
------	--------------

Analisis de Corte :

RFc=	2.184
------	--------------

- El resultado del RF es Flexión y corte resultan ser mayor que 1, por ende, el elemento no necesita ser reforzado

Viga Interior**VIGA 6**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
---------	------

$j_s =$	1.00
---------	------

$j =$	0.90
-------	------

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot M_n$$

$g_{DC} =$	1.25
------------	------

$g_{DW} =$	1.50
------------	------

$g_P =$	1.00
---------	------

$g_L =$	1.75
---------	------

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

Analisis de Flexion :

RF1=	0.791
------	--------------

Analisis de Corte :

RFc=	1.742
------	--------------

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Interior**VIGA 7**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condición estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot M_n$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexión :

$$RF_1 = 0.791$$

Análisis de Corte :

$$RF_c = 1.742$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Interior**VIGA 8**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.95
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condición estructural del miembro:

Regular

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot M_n$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexión :

$$RF_1 = 1.303$$

Análisis de Corte :

$$RF_c = 2.184$$

- El resultado del RF es Flexión y corte resultan ser mayor que 1, por ende, el elemento no necesita ser reforzado

Viga Interior**VIGA 9**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.95
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Regular

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexion :

$$RF1 = 1.009$$

Análisis de Corte :

$$RFc = 2.063$$

- El resultado del RF es Flexión y corte resultan ser mayor que 1, por ende, el elemento no necesita ser reforzado

Viga Exterior**VIGA 10**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexion :

$$RF1 = 0.715$$

Análisis de Corte :

$$RFc = 1.660$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

Viga Exterior**VIGA 11**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.95
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Regular

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexion :

$$RF1 = 1.236$$

Análisis de Corte :

$$RFc = 2.363$$

- El resultado del RF es Flexión y corte resultan ser mayor que 1, por ende, el elemento no necesita ser reforzado

Viga Exterior**VIGA 12**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1.00
$j =$	0.90

Condicion estructural del miembro:

Malo

Factor de sistema

$$C = j_c \cdot j_s \cdot j \cdot Mn$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.50
$g_P =$	1.00
$g_L =$	1.75

Análisis de Flexion :

$$RF1 = 0.712$$

Análisis de Corte :

$$RFc = 1.671$$

- El resultado del RF es menor a 1, por consiguiente, la viga necesita ser reforzada a flexión, mas no por corte porque tiene un RF mayor de 1

3.4. Los ensayos y pruebas influyen para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

3.4.1. Ensayo de esclerometría

Los ensayos de esclerometría nos dan lecturas de la presión que registra el martillo en base al uso de ábacos, En cada punto se realizan 16 lecturas y tomando un valor medio según la NTP 339.181 2001. Si bien es cierto la resistencia común en puentes es 280 kg/cm², pero mediante en planos muestra que es 210kg/cm². Mediante el ensayo de esclerometría tenemos la resistencia de cada elemento del puente

Tabla 8: Resistencia a la compresión, datos obtenidos por laboratorio

ELEMENTO	R f'c (kg/cm ²)	Rmax f'c (kg/cm ²)	Rmin f'c (kg/cm ²)
LOZA	214	271	157
VIGA	150	197	103
COLUMNA	214	271	157
ESTRIBOS	233	291	175

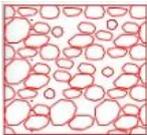
Fuente: Elaboración propia

Estos resultados muestran que los ensayos y pruebas realizados en el laboratorio, no coinciden con los datos de plano, por ello el modelamiento para determinar el reforzamiento será con los datos obtenidos en el laboratorio.

3.4.2. Ensayo de suelo

De acuerdo a los datos obtenidos en el laboratorio

Tabla 9: Clasificación de suelo

N° DE CALICATAS	SIMBOLOGIA			DESCRIPCION
	SUCS	AASHTO	GRAFICO	
1	GP	A-1-a		Para SUCS: Grava probremen gradad con arena; para AASHTO: Bueno
2	GP	A-1-a		Para SUCS: Grava probremen gradad con arena; para AASHTO: Bueno

Fuente: Elaboración propia

3.5. Se aplica la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Mediante la inspección de campo se realizó un cálculo de RF, donde se identificó que vigas necesitan ser reforzadas, las vigas reforzadas son las siguientes.

Tabla 10: Datos el RF de las vigas

VIGAS	RF_ANTERIOR	RF_NUEVO
V1	0.97	1.31
V2	1.559	NP
V3	0.97	1.31
V4	0.791	1.31
V5	1.303	NP
V6	0.791	1.31
V7	0.791	1.31
V8	1.303	NP
V9	1.009	NP
V10	0.715	1.31
V11	1.236	NP
V12	0.712	1.31

Fuente: Elaboración propia

Viga Exterior

VIGA 1

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 1

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.37

RF_Anterior= 0.970
RF_Nuevo= 1.31

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.34 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 3

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 3

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.37

RF_Anterior= 0.970
RF_Nuevo= **1.31**

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.34 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 4

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 4

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

RF_Anterior= 0.790
RF_Nuevo= **1.31**

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.34 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 6

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 6

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

RF_Anterior= 0.791
RF_Nuevo= 1.31

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.519 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 7

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 7

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

RF_Anterior= 0.790
RF_Nuevo= 1.31

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.519 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 10

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 10

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.36

RF_Anterior= 0.712
RF_Nuevo= **1.31**

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.598 del RF anterior

Viga Exterior

VIGA 12

Calculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c =$	0.85
$j_s =$	1
$j =$	0.9

Condicion estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot M_n$

$g_{DC} =$	1.25
$g_{DW} =$	1.5
$g_P =$	1
$g_L =$	1.75

VIGA 12

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.36

RF_Anterior= 0.712
RF_Nuevo= **1.31**

- El 1.31 significa que la viga está reforzada, que gracias al FRP pudo aumentar en 0.598 del RF anterior

Tabla 11: Calculo de RF por flexión, en losa

EL APOYO D

	Momento, T-m
PESO PROPIO	-0.27
BARANDA	-0.22
VEREDA	0.00
ASFALTO	-0.08
S/C PEATONAL	-0.21
S/C HL-93	-2.54
Mn	7.46

RF=	1.26
Mu=	5.547494
Mn=	7.456 6.710599

EL APOYO C

	Momento, T-m
PESO PROPIO	-0.55
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	-0.02
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	-1.36
Mn	7.46

RF=	2.51
Mu=	3.10552
Mn=	7.456 6.710599

EL TRAMO CENTRAL B-C

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.13
BARANDA	0.05
VEREDA	0.00
ASFALTO	0.02
S/C PEATONAL	0.05
S/C HL-93	1.98
Mn	5.51

RF=	1.38
Mu=	3.813507
Mn=	5.508 4.957639

EL TRAMO CENTRAL C-D

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.02
BARANDA	-0.24
VEREDA	0.00
ASFALTO	0.03
S/C PEATONAL	-0.02
S/C HL-93	2.63
Mn	5.51

RF=	1.00
Mu=	4.326156
Mn=	5.508 4.957639

- El RF de la losa del puente dividida en tramos, no necesita ser reforzadas ya que el RF es mayor que 1

3.6. CONTRASTACIÓN DE LA HIPOTESIS

La contrastación de la hipótesis será en cuanto a los resultados obtenidos tomando en cuenta la siguiente hipótesis:

H0. EL REFUERZO ESTRUCTURAL NO DEPENDE DE LA EVALUCION.

Ha. EL REFUERZO ESTRUCTURAL SI DEPENDE DE LA EVALUCION.

3.6.1. Intervención de campo a través del método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay

Todos los datos obtenidos en campo como: características geométricas, tipos de falla y estado del puente, afectan directamente al reforzamiento, ya que visualmente podemos identificar las fallas que presenta cada elemento estructural y aplicando el método LRFR podemos saber que elementos necesitan ser reforzados.

3.6.2. Influyen los ensayos y pruebas para el reforzamiento del puente Chancay

Durante la evaluación del puente no se pudo realizar el ensayo de diamantina ya que las autoridades de la Municipalidad distrital y el MTC no lo permitieron por alteración física del puente, por eso para contrarrestar la resistencia del concreto con lo que dice el plano se realizó el ensayo de esclerometría para determinar la resistencia de concreto que presenta cada elemento estructural para así hacer un modelamiento, determinar que elemento necesita ser reforzados.

3.6.3. La evaluación analítica determina el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018

Obteniendo todos los datos de campo y de laboratorio, se procede la evaluación analítica más detallada donde indica que elemento necesita ser reforzados, y así se vuelve realizar otro calcula aplicando con refuerzo de fibra de carbono, donde especifica el elemento donde requiere ser reforzado con un nuevo momento flector con el RF.

IV. DISCUSIÓN

4.1. Evaluación estructural de puentes.

- **Bazán**, evaluar las fallas estructurales del puente según las directivas del Ministerio de Transporte y Comunicaciones
- **Caín y Arcos**, evaluación estructural aplicando la Metodología del sistema de administración de Estructura de puentes (S.A.E.P)
- Evaluación estructura del puente chancay, mediante el Método LRFR

DISCUCIÓN

Según Caín y Arcos, se basa en un modelo de prevención y rehabilitación, donde determinan el estado constructivo del puente, donde el S.A.E.P es una herramienta informática donde identifican el grado de deterioro y planificación del mantenimiento o rehabilitación de puentes, por otro lado Bazán se centra generalmente en las fallas, basados a los criterios estandarizados por el MTC, es similar ya que en la investigación se aplica el método LRFR, donde el objetivo es hallar el RF, valor adimensional para determinar si el elemento del puente necesita ser reforzados mediante cálculos, aplicando los mismos procesos de evaluación, generalizando la condición global del puente como se muestra en la tabla N°1.

4.2. Inspección de campo

- **Caín y Arcos**, responsabilidades del inspector
- **Cañamares**, la inspección principal como núcleo central de los sistemas de gestión
- La inspección de campo interviene directamente a la evaluación estructural

DISCUCIÓN

Según Cañamares, la inspección de campo es la parte principal para el desarrollo de su propuesta de sistema de gestión, mientras que Caín y Arcos la inspección de campo recae netamente al personal que recoge los datos de campo, por otro lado, la presente investigación es similar a los demás autores citados, ya que abarca en la recolección de datos para determinar su estado y reforzamiento, para todos los casos la inspección de campo es vital ya que con los resultados obtenidos se puede diagnosticar eficientemente. Mediante la tabla N°2, N°3 y figura N°3 se puede clasificar al puente por los materiales empleados. Dando como resultado distintas fallas en el puente

Chancay donde se puede apreciar en la tabla N°7, las fisuras encontradas se aprecian en la figura N° 10

4.3. Ensayos y pruebas

- **Berrezueta y Moscoso**, ensayos de durabilidad, resistencia entre otros
- Los ensayos y pruebas influyen directamente en el reforzamiento del puente

DISCUCIÓN

Para Berrezueta y Moscoso, se hace un amplio ensayos y prueba para poder obtener datos precisos, ya que su evaluación es completa en superestructura y subestructura, la cual demanda una inversión mayor a lo que está investigación presenta porque solo se enfoca en el ensayo de esclerometría para conocer qué tipo de resistencia a la compresión presenta el concreto donde se puede apreciar los datos en la tabla N° 9, para la evaluación de la superestructura no fue necesario hacer el ensayo de suelo, ya que directamente no afecta a la superestructura, pero se dio un alcance para conocer la rigidez del suelo mediante la imagen N° 6. Y como resultados se puede apreciar en la tabla N°9.

4.4. Reforzamiento de puente

- **Calla**, reparación estructural con fibra de carbono
- **Paredes y Rojas**, uso de varios elementos de reforzamiento
- Reforzamiento del puente chancay mediante la fibra de carbono

DISCUCIÓN

Según Paredes y Rojas después de analizar el tablero de la losa con distintos elementos de reforzamiento llegó a la conclusión que con la fibra de carbono es mas fácil, mientras que Calla a la necesidad de poner en funcionamiento el puente Capilla utilizó la fibra de carbono, En los casos de los autores utilizaron el FRP como refuerzo en sus puentes, esta investigación utilizará también el FRP porque es fácil y rápidamente en utilizarlo. Para el modelamiento se usó el programa CSI BRIGDE, donde coincidimos en te proyecto de investigación, la cual le hace fiable para obtener datos para el reforzamiento, esta área el reforzamiento fueron en las vigas donde requerían ser reforzadas donde se puede apreciar en la tabla N° 10

V. CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos de la evaluación del puente Chancay, es aplicada por el método LRFR, en base de que a través del RF (factor de resistencia), se pudo medir el estado del puente chancay para el reforzamiento establecido.
- Después de realizar la inspección de campo se concluyó que las vigas necesitan ser reforzadas ya que se aprecian fisuras de 0.22mm a 0.4mm (ver figura 10). después de que se realizó el levantamiento patológico se detectó que la superestructura del puente se encuentra en un mal estado, presentando fallas por flexión y corte, como se muestra en la tabla N°6. Con estos datos se determinó el factor de resistencia para ser reforzado con FRP
- El ensayo de esclerometría (ver tabla N°8), influyó para el modelamiento ya que se obtuvieron resultados en el factor de resistencia bajos. El ensayo de suelo no influyó en la evaluación, porque el modelamiento solo se realizó en la superestructura, pero se dio un alcance como en la tabla N°9 para que se considere en la evaluación de la subestructura.
- La aplicación de la evaluación analítica determinó el reforzamiento con fibra de carbono FRP, es muy eficiente y fácil de proceder al instalamiento, donde el nivel de esfuerzo del FRP está dentro de los límites recomendados. Como conclusión 07 vigas necesitan ser reforzadas a comparación de la losa como se aprecia en la tabla N°11. Donde el refuerzo incrementa, en la V-1 era de un RF 0.97 necesitaba ser reforzada por ende se aplicó FRP para mejorar su resistencia y como resultado se obtuvo un nuevo RF de 1.31, esto incrementó a un 34.91%, la V-3 a un 65.61%, V-4 a un 65.61%, V-6 a un 65.61%, V-7 a un 65.61%, V-10 a un 83.22%, y V-12 a un 83.99% correspondientemente.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda aplicar el método LRFR (Load and Resistance Factor Rating), Índice de Carga y Factor de Resistencia, ya que es precisa para la evaluación de la super estructura del puente. solo se realizó la evaluación estructural y reforzamiento de la superestructura del puente Chancay, donde los elementos de evaluación fueron las vigas y el tablero (ver tabla N°10). Se recomienda ser una evaluación de la subestructura donde aplica una evaluación sísmica, sistema no lineal entre otros.
- Se recomienda que el personal sea capacitado para la inspección de campo, se recomienda la formación de identidades que se encarguen de esta fase importante de la evaluación estructural ya sea en puentes o en cualquier ámbito de la construcción, donde se pueda respaldar cualquier procedimiento de inspección. Teniendo en cuenta que la inspección de campo puede alterar el modelamiento de puentes.
- Si bien es cierto que la esclerometría es un ensayo no destructivo, se puede contrarrestar la información de planos, para la resistencia a la compresión del concreto. se recomienda usar el dato obtenido del ensayo de suelo (ver tabla N9), para hacer la evaluación de subestructura, donde fácilmente se puede obtener el coeficiente de balasto para el análisis de las cimentaciones (ver figura N°10) y datos de esclerometría (ver tabla N°8) en los pilares y estribos, donde se pueda profundizar más acerca de este tema de investigación.
- Existen varios elementos de reforzamientos, pero los más rápido y fácil es usar la fibra de carbono, en la presente investigación se detalló la propiedad de la fibra de carbono, donde el dato obtenido por empresas involucradas en el uso. Se recomienda considerar los resultados de este proyecto, para reforzar el puente Chancay, ya que actualmente no se encuentra en buen estado, y ha ocasionado accidente en su registro. Se recomienda seguir el análisis en subestructura del puente con los datos obtenidos en el capítulo 3 y desarrollado en el ANEXO 7.

VII. REFERENCIAS

- Ávila Baray, Héctor Luis, 2011, Análisis de datos. *Tesis de Investigación* [en línea]. 2011. [fecha de consulta: 27 Mayo 2017]. Disponible en: <http://tesisdeinvestig.blogspot.pe/2011/05/capitulo-iv-analisis-de-datos.html>
- ALARCÓN, Luisa. Diseño y Análisis de Resonancia de un Modelo Estructural Virtual de Puente Colgante, tesis (Tecnólogo en Mecatrónica), Pereira: Universidad Tecnológica de Pereira, Ingeniería Mecatrónica por Ciclos Propedéuticos, 2013.
- Arias, Fidias. El proyecto de investigación. 6ta ed. Caracas: Episteme, 2012.
- BAZAN, Yerson. Fallas Estructurales del Puente Chacarume, Celendín; Según la directiva N°01 – 2006 – MTC/14, Del ministerio de Transporte y Comunicaciones, tesis (Titulo de Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, escuela académica profesional de ingeniería civil, 2014.
- BOZZO, Luis y BARBAT, Alex. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS [en línea]. España: Editorial Reverté, S.A., 2004 [fecha de consulta: 05 de mayo de 2017].
- CAIN, Henry. Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamate-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación, tesis (Trabajo de grado), Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo, Escuela de Ingeniería civil, 2016.
- CALAVERA, Jose. Patología de Estructuras de Hormigon Armado y Pretensado, España, Intermac, S.A., pág. 287. Vol.1
- CINPAR, 2010. VI Congreso Internacional sobre Patología y recuperación de estructuras [En línea] [Citado el: 10 de junio de 2017.] http://www.edutecne.utn.edu.ar/cinpar_2010/Topico%202/CINPAR%20129.pdf
- CONTRERA, Cindy y REYES, Erika. Evaluación, Diagnostico Patológico y Propuesta de Intervención del Puente Romero Aguirre ,grupo de investigación (Optimización de Costos Estructurales), Cartagena : Universidad de Cartagena, Programa de Ingeniería civil, 2014.
- GOMÉZ, Herney. Metodología de diseño y cálculo estructural para muros de contención con contrafuertes en el trasdos, basados en un programa de cómputo, tesis (Trabajo de Grado). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, Facultad de ingeniería civil, Programa de especialización en estructuras, 2013. 13 pp.

- HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, Pilar. Metodología de la investigación [en línea]. 6ta ed. México: Interamericana Editores, 2014. [fecha de consulta 30 mayo 2017] ISBN: 9781456223960 Disponible en: <https://metodologiaecs.wordpress.com/2016/01/31/libro-metodologia-de-la-investigacion-6ta-edicion-sampieri-pdf/>
- Kerlingeruv, Fred y Lee, Howard. Investigación del comportamiento. 4ta ed. California: McGraw-Hill, 2002.
- MAYORYA, Carlos. Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte 2, tesis (Magister en Estructuras), Bogota: Universidad Nacional de Colombia, Departamento de Ingeniería civil y Agrícola, 2011. 34 pp.
- MEJÍA, Elías. Técnicas e instrumentos de investigación. Lima: Unidad de Post Grado de la Facultad de Educación de la UNMSM, 2005.
- MUÑOZ, Edgar. 2015. Ingeniería de puentes colapso, inspección especial, socavación, vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga. la habana, cuba : Editorial Universitaria Félix Valera, 2015. pág. 210. Vol. 2
- Namakforoosh Mohammad. Metodología de investigación, [en línea]. Editorial Limusa, S.A. Pág 229. [fecha de consulta: 05 de junio de 2017].
- Nervion pinturas. Pemex RA-26 Modificado Norma Epoxi-Poliamida [En línea] [Citado el: 20 de abril de 2017.] <http://www.nervion.com.mx/web/literatura/X4402R26M.php>
- ORTIZ, Pither. Evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo carga peatonal, tesis (Maestro en ciencia con mención en Ingeniería Estructural), Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 2013.
- QUIROZ, Mariela y SALAMANCA, Lucas. Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje en la asignatura de “tecnología del hormigón” tesis (Licenciatura en Ingeniería Civil). Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón , Facultas de Ciencias y Tecnología, Carrera de Ingeniería Civil, 2006. 197 pp.
- ROSERO, Luis. Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzos de una losa y columna de un salón de audiovisuales y un auditorio, tesis (Título de Ingeniero

Civil). Sangolquí: Escuela Politécnica del ejército, Carrera de Ingeniería Civil, 2013. 21 pp.

- Somenson, Hector . 2015. Estudio y proyecto de puentes De hormigón armado [en línea]. Ediciones Díaz Santos, 2015. pág. [fecha de consulta: 08 de mayo de 2017].
- Suarez, Manuel Borja. 2012. Metodología de la Investigación Científica para ingenieros. Chiclayo : s.n., 2012. pág. 8.
- URBAN, Pascual. Construcción de Estructuras Metálicas, [en línea]. Editorial Club Universitario. Pág 299. [fecha de consulta: 05 de mayo de 2017].
- VALDERRAMA, Santiago. Pasos para elaborar proyectos de investigación científica cuantitativa, cualitativa y mixta. Perú: Editorial San Marcos E.I.R.L., 2015.
- VARGAS, Arturo. Elección y Diseño de Alternativas de Puente Sobre el Río Chilloroya (Cusco) Para Acceso a la Planta de Procesos del Proyecto Constancia, tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ingeniería, 2015.

ANEXO

ANEXO N°1:
MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO N°1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018

AUTOR : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES E INDICADORES		METODOLOGIA		
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>PG= ¿Aplicando el método LRFR en el puente Chancay se puede evaluar para determinar el reforzamiento?</p> <p>PROBLEMA ESPECIFICO</p> <p>PE1= ¿A través de la inspección de campo se podrá conocer el estado del puente por método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018?</p> <p>PE2= ¿Influye los ensayos y pruebas para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, ¿2018?</p> <p>PE3= ¿Como Aplicar la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>OG=Evaluar el puente Chancay para el reforzamiento aplicando el método LRFR en el puente Chancay</p> <p>OBJETIVO ESPECIFICO</p> <p>OE1= Conocer el estado del puente a través de la inspección de campo por el método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p> <p>OE2= Conocer la influencia de los ensayos y pruebas para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p> <p>OE3= Aplicar la evaluación analítica para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL</p> <p>HG= El método LRFR se aplica para evaluar en el puente Chancay para determinar el reforzamiento</p> <p>HIPOTESIS ESPECIFICO</p> <p>HE1= La inspección de campo da conocer el estado del puente por el método LRFR para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p> <p>HE2= Los ensayos y pruebas influyen para el reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p> <p>HE3=La evaluación analítica aplica al reforzamiento del Puente Chancay, Distrito de Chancay, 2018</p>	VARIABLE 1: Evaluación estructural		<p>TIPO El tipo es aplicado</p> <p>NIVEL El nivel de la investigación es explicativo</p> <p>DISEÑO El diseño es no experimental</p> <p>Enfoque de investigación Cuantitativo.</p> <p>Población Está conformado por todos los puentes de la provincia de Huaral</p> <p>Muestra Se realizará un muestreo de 01 puente</p> <p>Técnica La técnica a utilizar es técnica de análisis de documentos y observación directa</p> <p>Instrumento Una ficha de recolección de datos formulados por el investigador.</p>		
			DIMENSIONES			INDICADORES	
			Inspección de campo	Levantamiento patológico		Características Estructurales	
				Características geométricas			
				Ensayos de suelos			
			Ensayos y Pruebas	Ensayos no destructivos		Modelamiento	
				Medición de respuestas			
			Evaluación analítica			VARIABLE 2: Reforzamiento	
			DIMENSIONES			INDICADORES	
			Propiedades y características del FRP	Alta flexibilidad		Resistencia ultima	
				Alta resistencia			
				Baja densidad			
			Sistema de reforzamiento con FRP	Deformación unitaria de FRP		Esfuerzo efectivo del FRP	
				Refuerzo por cortante			
				Refuerzo por flexión			

ANEXO N°2:

MATRIZ DE OPERALIZACION DE VARIABLE

ANEXO N°2: MATRIZ DE OPERALIZACION DE VARIABLE

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Evaluación estructural	Para la conservación y la gestión de los puentes sean eficaces es necesario realizar sistemáticamente una serie de procedimientos, con el fin de determinar la amplitud de las degradaciones y el nivel de integridad de los puentes. (Muñoz, 2015, p.210).	Se evaluará esta variable de manera principal ya que es la base principal para el desarrollo de la investigación.	Inspección de campo	Levantamiento patológico Características Estructurales Características geométricas
			Ensayos y Pruebas	Ensayos destructivos Ensayos no destructivos
			Evaluación analítica	Modelamiento Medición de respuestas
Reforzamientos	“Los métodos que se señalaran a continuación pueden cambiar el estado dúctil, la rigidez de la estructura dependiendo de ello se refuerza al puente”. (Valdivia, 2012).	Esta variable se evaluará con la variable principal. Para determinar si en el estado del puente de estudio necesita ser reforzado.	Propiedades y características del FRP	Alta flexibilidad Alta resistencia Baja densidad
			Sistema de reforzamiento con FRP	Resistencia ultima Deformación unitaria de FRP Esfuerzo efectivo del FRP
			Incremento de resistencia	Refuerzo por cortante Refuerzo por flexión

ANEXO N°3

FICHA TECNICA DE INVESTIGACION

ANEXO N°3: FICHA TECNICA DE INVESTIGACION

Con referencia a la tabla 5

0.53 a menos	Validez nula
0.54 a 0.59	Validez baja
0.60 a 0.65	Válida
0.66 a 0.71	Muy válida
0.72 a 0.99	Excelente validez
1.00	Validez perfecta

El instrumento tiene validez dentro del parámetro EXCELENTE VALIDEZ que esta entre el 0.72 a 0.99.

Los 03 expertos que validaron fueron:

- POLO CONTRERAS RICARDO CIP. 37384
- PINO ROMERO JULIO CESAR CIP. 099929
- BURGOS BERNALES JEAN CARLOS CIP. 102477

 UCV <small>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</small>		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA	
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"			EXPERTO
Alumna		Código			
Profesión		Escuela			
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN					0.9
Pais	Perú	Altitud		msnm	
Dpartamento	Lima	Latitud		grad	
Provincia		Longitud		grad	
Distrito	Lima	Tipo de ruta			
2. DATOS DEL PUENTE					0.9
Puente sobre		Nombre del puente			
Nombre		Condicion ambiental			
Longitud total		Año de construcción			
Tipo de servicio		Ultima inspección			
<i>Obs:</i>					
3. CARACTERISTICAS DEL EPOXICO					0.9
3.1. Color					
3.2. Relacion de mezcla					
3.3. Viscosidad (mezclado)					
3.4. Vida en el recipiente					
3.5. Tiempo de contacto					
3.6. Temperatura de deflexion (HDT) (ASTM D-648) 7 DIAS					
3.7. Temperatura de transicion vitrea (Tg) 7 dias					
3. CARACTERISTICAS DEL SIKA WRAP 103C (TEJIDO)					0.9
3.1. Resistencia a la tension					
3.2. Modulo de tension					
3.3. Direccion de la fibra					
3.4. Peso por m2					
3.5. Espesor					
3.6. Densidad					
<i>Obs:</i>					
SUB TOTAL					2.6
TOTAL					0.9
APELLIDOS Y NOMBRE:	Burgos Bernaldes Jean Carlos				
PROFESION:	Ing. Civil				
REGISTRO CIP N°:	102477				
E-MAIL:	burgos.jean.146@gmail.com				
TELEFONO:	956787369				


 JEAN CARLOS BURGOS BERNALES
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 102477

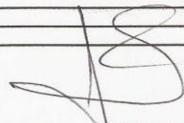
 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA		
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"				EXPERTO
Alumna		Código				0.9
Profesión		Escuela				
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN						0.9
Pais	Perú	Altitud		msnm		
Dpartamento	Lima	Latitud		grad		
Provincia		Longitud		grad		
Distrito	Lima	Tipo de ruta				
2. DATOS DEL PUENTE						0.9
Puente sobre		Nombre del puente				
Nombre		Condición ambiental				
Longitud total		Año de construcción				
Tipo de servicio		Última inspección				
<i>Obs:</i>						1
3. EVALUACION ANALITICA						
3.1. Modelamiento						
	DC	DW	LIVE LOAD + IMPACT	CAPACIDAD NOMINAL		
MOMENTO						
CORTE						
3.1. Medición de respuesta						2.80 0.93
ELEMENTO	RF SIN REFUERZO		RF CON REFUERZO			
VIGAS						
LOSA						
<i>Obs:</i>						
* Adjuntar calculos						
SUB TOTAL						
TOTAL						
APELLIDOS Y NOMBRE:	Burgos Bernaldes Juan carlos					
PROFESION:	ing. civil					
REGISTRO CIP N°:	102477					
E-MAIL:						
TELEFONO:						


JEAN CARLOS BURGOS BERNALES
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 102477

 UCV <small>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</small>		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA	
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN Puentes DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"			EXPERTO
Alumna		Código			
Profesión		Escuela			
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN					1
Pais	Perú	Altitud		msnm	
Dpartamento	Lima	Latitud		grad	
Provincia		Longitud		grad	
Distrito	Lima	Tipo de ruta			1
2. DATOS DEL PUENTE					
Puente sobre		Nombre del puente			
Nombre		Condicion ambiental			
Longitud total		Año de construcción			
Tipo de servicio		Ultima inspeccion			
<i>Obs:</i>					
3. INSPECCION DE CAMPO					0.9
3.1. Levantamiento patologico					
Fallas longitudinales					
Fallas transversales					
3.2. Características estructurales					
Losa		Apoyo			
Vigas		Pilares			
Estribo		Junta de expansion			
3.3. Características geometricas					
Losa					
Vigas					
Estribo					
<i>Obs:</i>					
* Adjuntar panel fotografico					
SUB TOTAL					2.90
TOTAL					0.97
APELLIDOS Y NOMBRE:		Burgos Bernalos Jean carlos			
PROFESIÓN:		Ing. civil			
REGISTRO CIP N°:		102427			
E-MAIL:					
TELEFONO:					


JEAN CARLOS BURGOS BERNALES
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 102477

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA		
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"				EXPERTO
Alumna		Codigo				
Profesión		Escuela				
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN						1
Pais	Perú	Altitud		msnm		
Dpartamento	Lima	Latitud		grad		
Provincia		Longitud		grad		
Distrito	Lima	Tipo de ruta				
2. DATOS DEL PUENTE						1
Puente sobre		Nombre del puente				
Nombre		Condicion ambiental				
Longitud total		Año de construcción				
Tipo de servicio		Ultima inspeccion				
<i>Obs:</i>						
3. CARACTERISTICAS DEL EPOXICO						0.9
3.1. Color						
3.2. Relacion de mezcla						
3.3. Viscosidad (mezclado)						
3.4. Vida en el recipiente						
3.5. Tiempo de contacto						
3.6. Temperatura de deflexion (HDT) (ASTM D-648) 7 DIAS						
3.7. Temperatura de transicion vitrea (Tg) 7 dias						
3. CARACTERISTICAS DEL SIKA WRAP 103C (TEJIDO)						0.8
3.1. Resistencia a la tension						
3.2. Modulo de tension						
3.3. Direccion de la fibra						
3.4. Peso por m2						
3.5. Espesor						
3.6. Densidad						
<i>Obs:</i>						
SUB TOTAL						3.2
TOTAL						0.93
APELLIDOS Y NOMBRE:		Pino Romero Julio Cesar				
PROFESION:		Ing. Civil				
REGISTRO CIP N°:		099929				
E-MAIL:						
TELEFONO:						


 Julio Cesar Pino Romero
 Ingeniero Civil
 CIP 099929

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA		
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCA Y, DISTRITO DE CHANCA Y, 2018"				EXPERTO
Alumna		Código				
Profesión		Escuela				
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN						1
Pais	Perú	Altitud		msnm		
Dpartamento	Lima	Latitud		grad		
Provincia		Longitud		grad		
Distrito	Lima	Tipo de ruta				
2. DATOS DEL PUENTE						1
Puente sobre		Nombre del puente				
Nombre		Condicion ambiental				
Longitud total		Año de construcción				
Tipo de servicio		Ultima inspeccion				
<i>Obs:</i>						
3. EVALUACION ANALITICA						0.9
3.1. Modelamiento						
	DC	DW	LIVE LOAD + IMPACT	CAPACIDAD NOMINAL		
MOMENTO						
CORTE						
3.1. Medición de respuesta						
ELEMENTO	RF SIN REFUERZO		RF CON REFUERZO			
VIGAS						
LOSA						
<i>Obs:</i>						
* Adjuntar calculos						
SUB TOTAL						2.9
TOTAL						0.9
APELLIDOS Y NOMBRE:	PINO ROMERO JULIO CESAR					
PROFESIÓN:	Ing. C.V.I					
REGISTRO CIP N°:	099929					
E-MAIL:						
TELEFONO:						


 Julio Cesar Pino Romero
 Ingeniero Civil
 CIP 099929

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA			
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"				EXPERTO	
Alumna		Codigo					
Profesión		Escuela					
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN						1	
País		Perú		Altitud		msnm	
Dpartamento		Lima		Latitud		grad	
Provincia				Longitud		grad	
Distrito		Lima		Tipo de ruta			
2. DATOS DEL PUENTE						1	
Puente sobre		Nombre del puente					
Nombre		Condicion ambiental					
Longitud total		Año de construcción					
Tipo de servicio		Ultima inspeccion					
<i>Obs:</i>							
3. INSPECCION DE CAMPO						0.80	
3.1. Levantamiento patologico							
Fallas longitudinales							
Fallas transversales							
3.2. Características estructurales							
Losa		Apoyo					
Vigas		Pilares					
Estribo		Junta de expansion					
3.3. Características geométricas							
Losa							
Vigas							
Estribo							
<i>Obs:</i>							
* Adjuntar panel fotografico							
SUB TOTAL						2.80	
TOTAL						0.93	
APELLIDOS Y NOMBRE:		Pino Romero Julio Cesar					
PROFESIÓN:		Ing. Civil					
REGISTRO CIP N°:		099929					
E-MAIL:							
TELEFONO:							


 Julio Cesar Pino Romero
 Ingeniero Civil
 CIP 099929

 UCV <small>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</small>		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA	
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"			EXPERTO
Alumna		Codigo			1
Profesión		Escuela			
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN					1
Pais	Perú	Altitud		msnm	
Dpartamento	Lima	Latitud		grad	
Provincia		Longitud		grad	
Distrito	Lima	Tipo de ruta			
2. DATOS DEL PUENTE					1
Puente sobre		Nombre del puente			
Nombre		Condicion ambiental			
Longitud total		Año de construcción			
Tipo de servicio		Ultima inspeccion			
<i>Obs:</i>					0.80
3. CARACTERISTICAS DEL EPOXICO					
3.1. Color					
3.2. Relacion de mezcla					
3.3. Viscosidad (mezclado)					
3.4. Vida en el recipiente					
3.5. Tiempo de contacto					
3.6. Temperatura de deflexion (HDT) (ASTM D-648) 7 DIAS					
3.7. Temperatura de transicion vitrea (Tg) 7 dias					
3. CARACTERISTICAS DEL SIKA WRAP 103C (TEJIDO)					0.90
3.1. Resistencia a la tension					
3.2. Modulo de tension					
3.3. Direccion de la fibra					
3.4. Peso por m2					
3.5. Espesor					
3.6. Densidad					
<i>Obs:</i>					3.2 0.93
SUB TOTAL					
TOTAL					
APELLIDOS Y NOMBRE:	Polo Contreras Ricardo				
PROFESION:	Ing. Civil				
REGISTRO CIP N°:	77334				
E-MAIL:					
TELEFONO:					


RICARDO POLO CONTRERAS
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 37384

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA	
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"			
Alumna		Codigo			
Profesión		Escuela			
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN					
País		Perú	Altitud		msnm
Dpartamento		Lima	Latitud		grad
Provincia			Longitud		grad
Distrito		Lima	Tipo de ruta		
2. DATOS DEL PUENTE					
Puente sobre		Nombre del puente			
Nombre		Condición ambiental			
Longitud total		Año de construcción			
Tipo de servicio		Última inspección			
<i>Obs:</i>					
3. INSPECCION DE CAMPO					
3.1. Levantamiento patológico					
Fallas longitudinales					
Fallas transversales					
3.2. Características estructurales					
Losa		Apoyo			
Vigas		Pilares			
Estribo		Junta de expansión			
3.3. Características geométricas					
Losa					
Vigas					
Estribo					
<i>Obs:</i>					
* Adjuntar panel fotografico					
SUB TOTAL					
TOTAL					
APELLIDOS Y NOMBRE:		Polo Contreras Ricardo			
PROFESIÓN:		Ing. Civil			
REGISTRO CIP N°:		37384			
E-MAIL:					
TELEFONO:					

EXPERTO

1

1

0.8

2.8

0.93


RICARDO POLO CONTRERAS
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 37384

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FICHA TECNICA		FACULTAD DE INGENIERIA		
NOMBRE DEL PROYECTO		"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"				EXPERTO
Alumna		Código				
Profesión		Escuela				
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN						0.9
País	Perú	Altitud		msnm		
Dpartamento	Lima	Latitud		grad		
Provincia		Longitud		grad		
Distrito	Lima	Tipo de ruta				
2. DATOS DEL PUENTE						0.9
Puente sobre		Nombre del puente				
Nombre		Condición ambiental				
Longitud total		Año de construcción				
Tipo de servicio		Ultima inspección				
<i>Obs:</i>						
3. EVALUACION ANALITICA						1
3.1. Modelamiento						
	DC	DW	LIVE LOAD + IMPACT	CAPACIDAD NOMINAL		
MOMENTO						
CORTE						
3.1. Medición de respuesta						
ELEMENTO	RF SIN REFUERZO		RF CON REFUERZO			
VIGAS						
LOSA						
<i>Obs:</i>						
* Adjuntar calculos						
SUB TOTAL						2.8
TOTAL						0.93
APELLIDOS Y NOMBRE:	Polo Contreras Ricardo					
PROFESION:	Eng. civil					
REGISTRO CIP N°:	37384					
E-MAIL:						
TELEFONO:						


RICARDO POLO CONTRERAS
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 37384

ANEXO N°4

PLANOS REFERENCIALES

ANEXO N°4 PLANOS REFERENCIALES



Ilustración 1: Vista en planta el Puente de estudio

Fuente: Google Earth

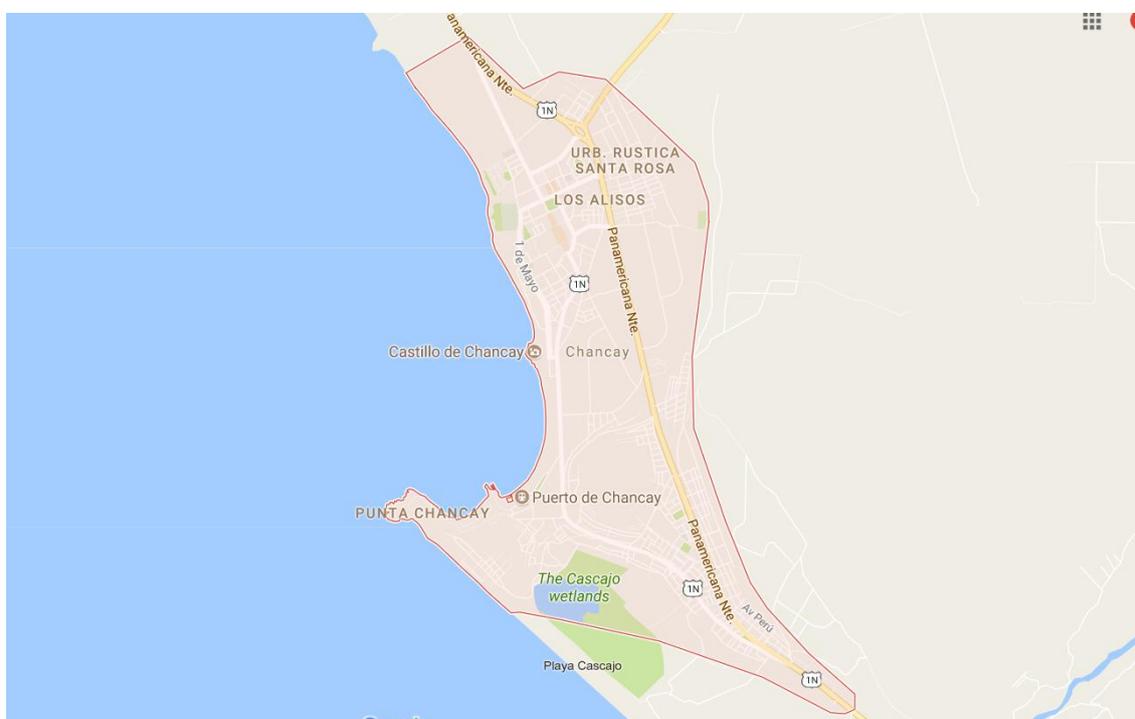


Ilustración 2: Ubicación de Distrito de chancay

Fuente: Google Earth

ANEXO N°5
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

ANEXO N°5: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

EVALUACION ESTRUCTURAL

Estructura del pavimento

La carpeta asfáltica se encuentra en regular estado de conservación, se aprecian trabajos de mantenimientos anteriores. En el asfalto se aprecian algunas fisuras, grietas en la carpeta asfáltica del puente.

La carpeta asfáltica del puente presenta problemas de exudación, disgregación y desintegración con grietas que deben ser tratadas.



Vista de la carpeta asfáltica del Puente Chancay en sentido Sur a Norte, presenta fallas por exudación y grieta



Vista de la carpeta asfáltica del Puente Chancay en sentido Sur a Norte, presenta grietas de 2 cm y exudación, en la cual en esta parte la carpeta asfáltica tiene una forma de ondas



Vista de la carpeta asfáltica del Puente Chancay en sentido Sur a Norte, presenta fallas por degradación y piel de cocodrilo

Estructura de los estribos del puente

Los estribos se presentan en cada extremo del puente y corresponden al inicio del tramo y final del tramo . Estos estribos son de concreto armado y sirven de apoyo a las vigas del puente en cada tramo.



Vista del estribo con dirección al Sur del Puente Chancay en sentido de la vía Sur a Norte.



Vista del estribo con dirección al Norte del Puente Chancay en sentido de la vía Sur a Norte.

Estructura de la losa de concreto armado

La losa inferior se encuentra con fisuras productos de esfuerzos por flexión y cortante en los extremos, la estructura se encuentra en regular condición de conservación. se considera resane de fisuras en la losa en ambos tramos y se requiere trabajos de reforzamiento con fibra de carbono de la losa inferior.



Vista de la losa de concreto armado del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte



Vista de la losa de concreto armado del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte

Estructura de los pilares

Los pilares son estructuras que sirven de apoyo entre los tramos

Se aprecia daño estructural en la base y delaminación del concreto. Se ha visto fisuras activas en las estructuras de columnas que conforman los pilares.



Vista de los pilares del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte



Vista de los pilares del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte

Estructura de las vigas

Las vigas de concreto armado se encuentran en los extremos, en los apoyos con las columnas y en centro de cada tramo. La viga interior de cada puente es la que presenta fisuras por flexión. Las vigas de los extremos se observan y la que está en las columnas, presenta fisura en la cara visible.



Vista de las vigas del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte



Vista de las vigas del Puente Chancay en sentido de la via Sur a Norte

ANEXO N°6

MODELAMIENTO DEL PUENTE CHANCAY

ANEXO N°6: MODELAMIENTO DEL PUENTE CHANCAY MODELAMIENTO DEL PUENTE CHANCAY CON EL SOFTWARE CSI BRIDGE

Figura: Definir la longitud total del puente Chancay

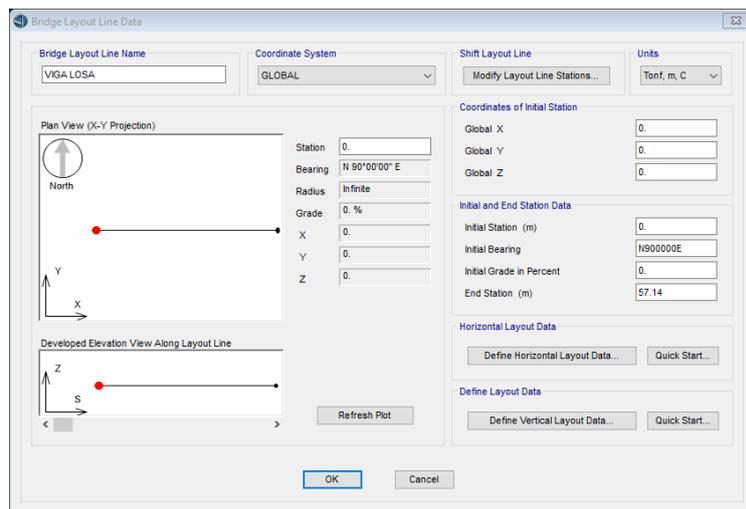


Figura: Definir el tipo de material

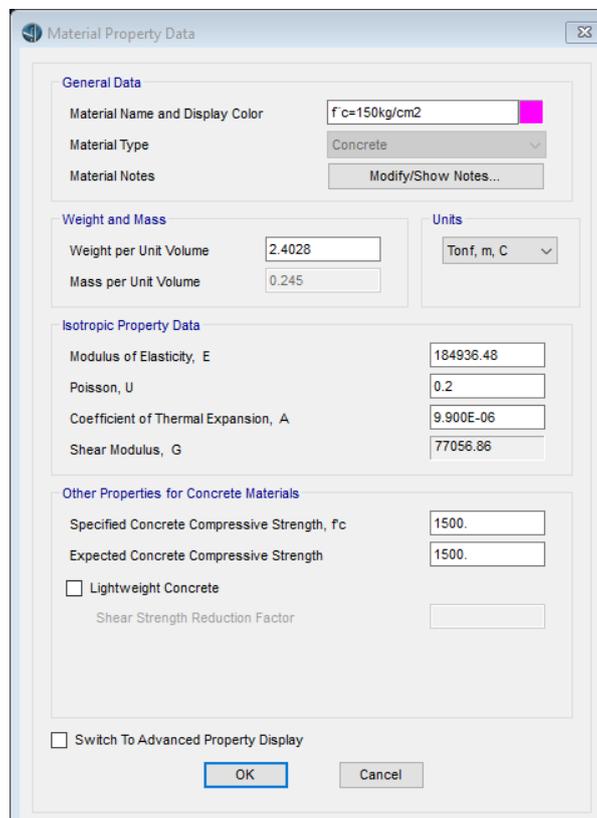


Figura: Definir la geometría del puente

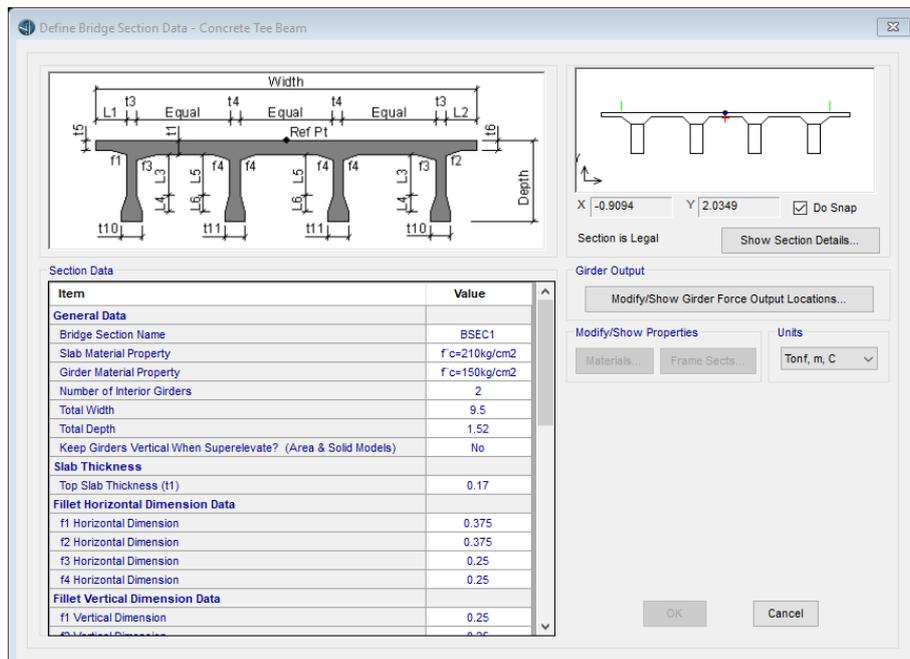


Figura: Definir la sección de la viga diafragma

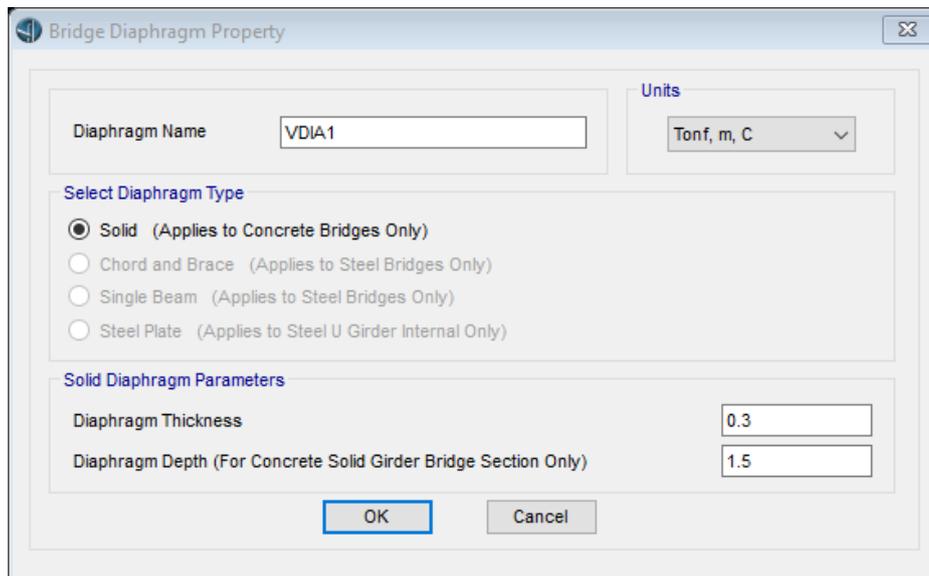


Figura: Definir los apoyos del puente

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: FJO

Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Fixed	

OK Cancel

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: MOVIL

Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

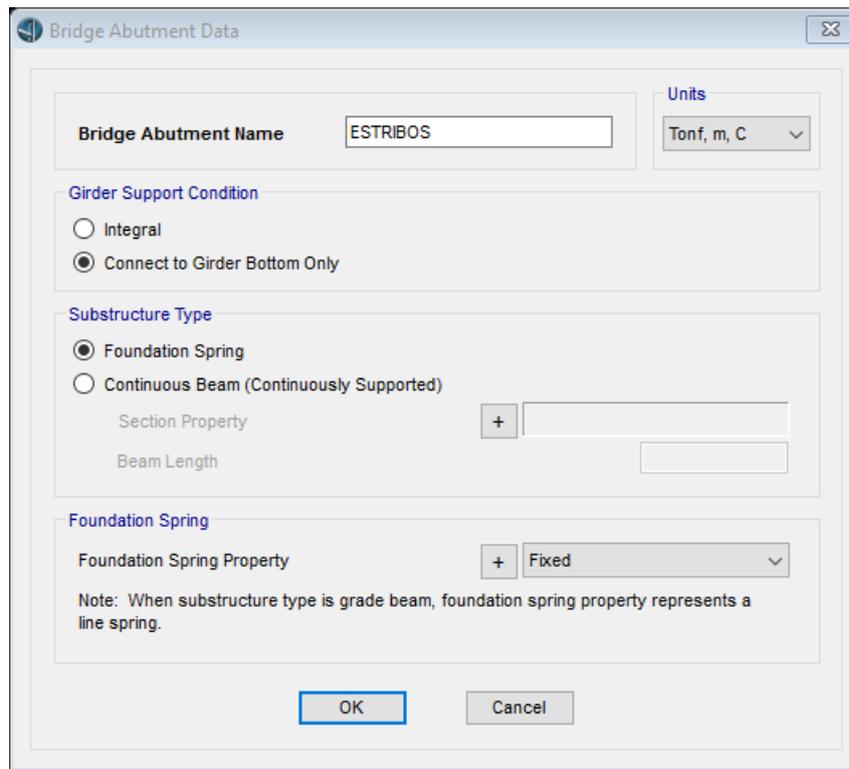
User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Free	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Fixed	

OK Cancel

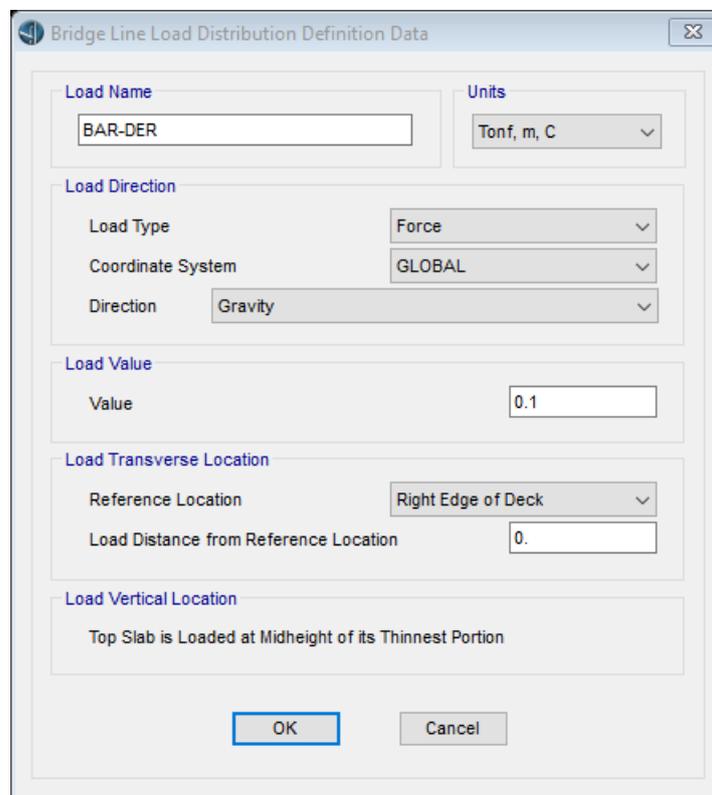
Figura: Definir el tipo de apoyo del estribo



The dialog box is titled "Bridge Abutment Data" and contains the following fields and options:

- Bridge Abutment Name:** Text input field containing "ESTRIBOS".
- Units:** Dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Girder Support Condition:** Radio buttons for "Integral" (unselected) and "Connect to Girder Bottom Only" (selected).
- Substructure Type:** Radio buttons for "Foundation Spring" (selected) and "Continuous Beam (Continuously Supported)" (unselected). Below this are input fields for "Section Property" (with a "+" button) and "Beam Length".
- Foundation Spring:** A dropdown menu for "Foundation Spring Property" set to "Fixed" (with a "+" button).
- Note:** "When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring."
- Buttons:** "OK" and "Cancel" at the bottom.

Figura: Definir el tipo de carga del puente



The dialog box is titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data" and contains the following fields and options:

- Load Name:** Text input field containing "BAR-DER".
- Units:** Dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:** Three dropdown menus: "Load Type" (Force), "Coordinate System" (GLOBAL), and "Direction" (Gravity).
- Load Value:** Text input field containing "0.1".
- Load Transverse Location:** "Reference Location" dropdown set to "Right Edge of Deck" and "Load Distance from Reference Location" text input field containing "0".
- Load Vertical Location:** Text label: "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" at the bottom.

Figura: Definir el tipo de carga del puente

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: BAR-IZQ

Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Value: 0.1

Load Transverse Location

Reference Location: Left Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura: Definir la carga del asfalto

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ASFALTO

Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.11

Right Edge Value: 0.11

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.8

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura: Definir la carga de la vereda

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VER-DER Units: Tonf, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Left Edge Value: 0.36, Right Edge Value: 0.36

Load Transverse Location: Left Reference Location: Right Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8, 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

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VER-IZQ Units: Tonf, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Left Edge Value: 0.36, Right Edge Value: 0.36

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: 0.8

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura: sección longitudinal del puente

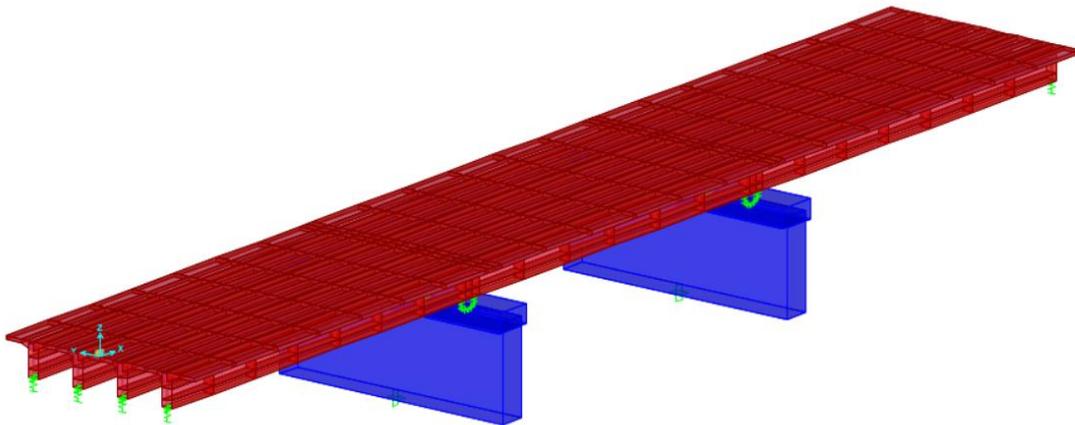
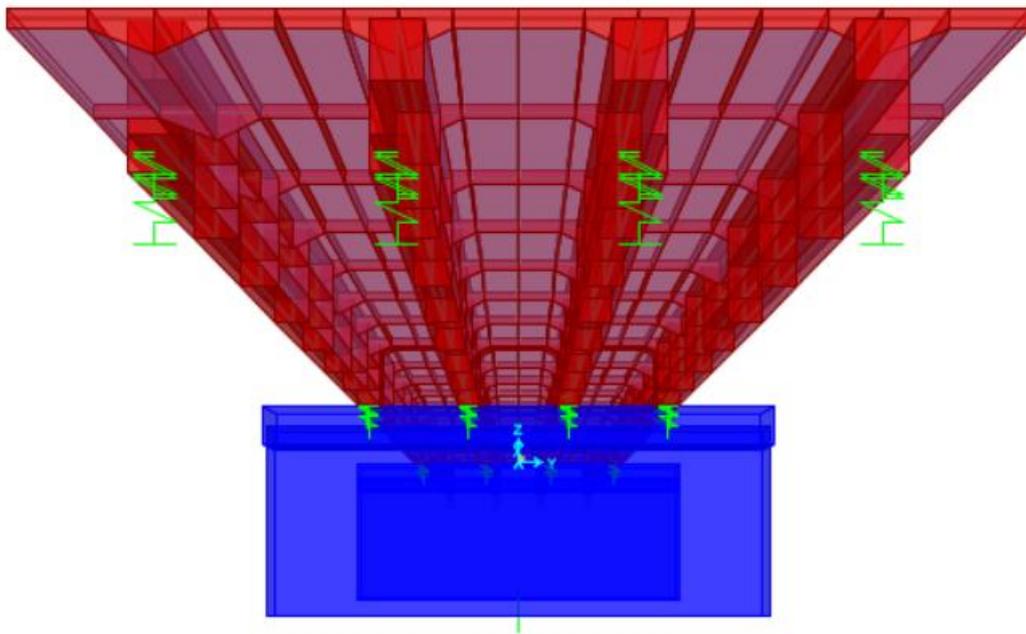


Figura: sección transversal del puente

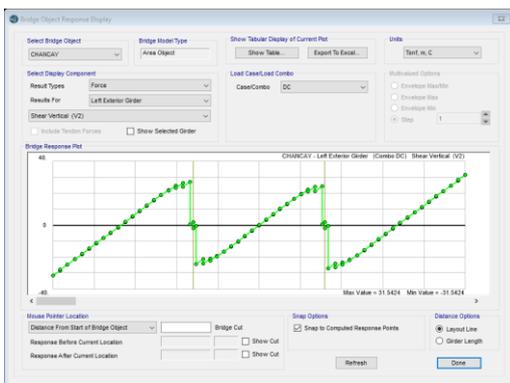
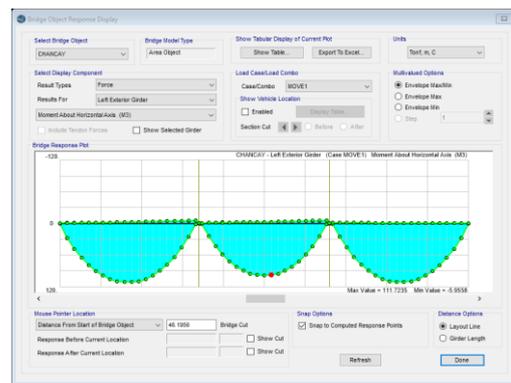
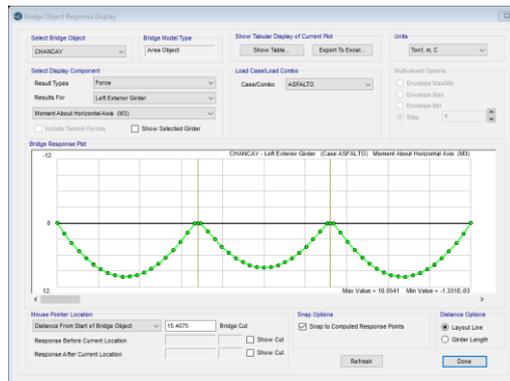


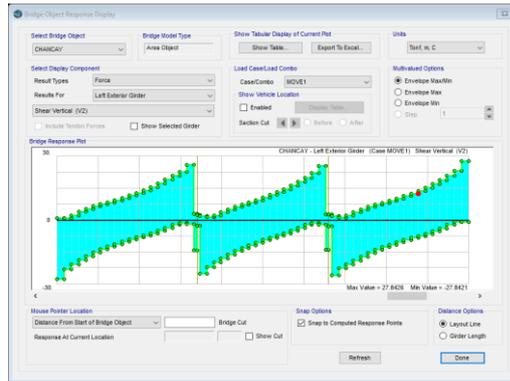
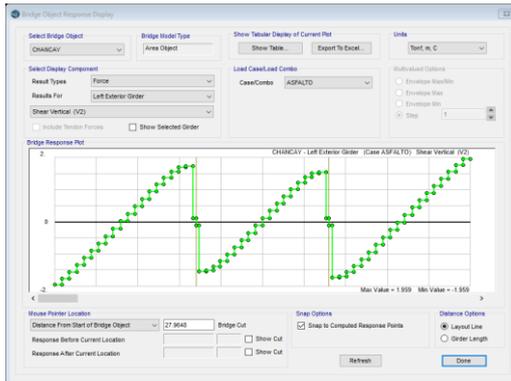
DATOS OBTENIDOS POR EL MODELAMIENTO DEL PUENTE CHANCAY CON EL SOFTWARE CSI BRIDGE

VIGA 1	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	148.0893	10.0541	111.7235	509.50
CORTE	31.5424	1.959	27.8426	184.71

VIGA 2	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	123.6276	8.3777	98.4182	509.50
CORTE	24.3801	1.548	25.3738	184.71

VIGA 3	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	148.0893	10.0541	111.7235	509.50
CORTE	31.5424	1.959	27.8426	184.71





CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Exterior	VIGA 1		
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	31.5424	1.959	0	27.8426
Mn (tn-m)	148.0893	10.0541	0	111.7235

Resistencia a La Flexión:

Espaciament o de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m

e1=	0.17 m
e2=	1.52 m
b1=	2.51 m
b2=	0.50 m

f'c=	150	Kg/cm ²
Fy=	4200	Kg/cm ²
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm ²
β1=	0.85	

c=	14.11 cm	≤	17.00 cm
a=	11.99 cm		

Compresión en losa

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero:

0.130 m

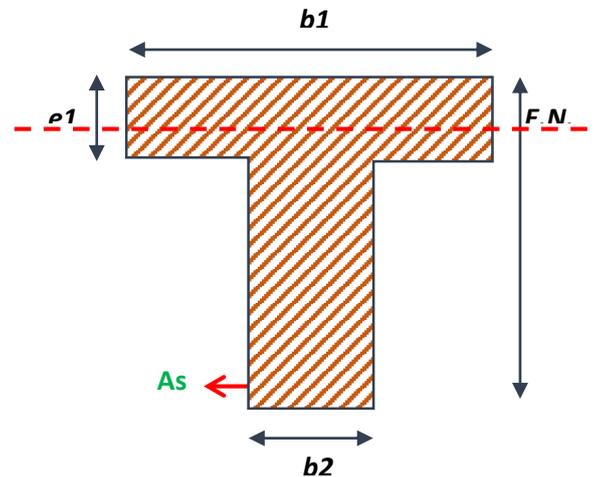
ds=	1.390 m
Mn1=	509.50 tn-m

Entonces:

Mn= 509.50 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp
dv=	1.330 m
bv=	0.50 m



ϕ Estribo: @
 $A_v = 2.53 \text{ cm}^2$
 $\beta = 2$
 $\Theta = 45.0^\circ$
 $V_c = 43.19 \text{ tn}$
 $V_s = 141.53 \text{ tn}$
 $V_{n1} = 184.71 \text{ tn}$
 $V_{n2} = 249.38 \text{ tn}$

$V_n = 184.71 \text{ tn}$

Entonces:

$V_n = 184.71 \text{ tn}$

CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Exterior	VIGA 2		
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	24.3801	1.548	0	25.3738
Mn (tn-m)	123.6276	8.3777	0	98.4182

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas:
 Longitud del tramo:
 Ancho del volado:

$e_1 = 0.17 \text{ m}$
 $e_2 = 1.52 \text{ m}$
 $b_1 = 2.51 \text{ m}$
 $b_2 = 0.50 \text{ m}$

$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero:
 $A_s = 91.21 \text{ cm}^2$
 $\beta_1 = 0.85$

$c = 14.11 \text{ cm} \leq 17.00 \text{ cm}$ **Compresión en losa**
 $a = 11.99 \text{ cm}$

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero:

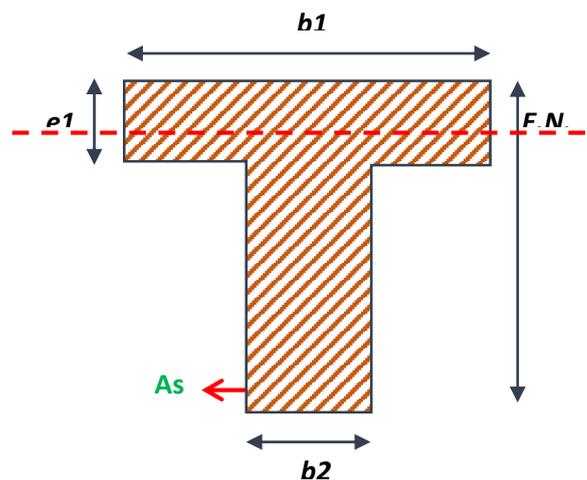
$d_s = 1.390 \text{ m}$
 $M_{n1} = 509.50 \text{ tn-m}$

Entonces:

$M_n = 509.50 \text{ tn-m}$

Resistencia al Corte:

$V_n = V_c + V_s + V_p$
 $V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$
 $d_v = 1.330 \text{ m}$



$b_v = 0.50 \text{ m}$
 φ Estribo: $1/2''$ @ 0.10 m
 $A_v = 2.53 \text{ cm}^2$
 $\beta = 2$
 $\Theta = 45.0^\circ$
 $V_c = 43.19 \text{ tn}$
 $V_s = 141.53 \text{ tn}$
 $V_{n1} = 184.71 \text{ tn}$
 $V_{n2} = 249.38 \text{ tn}$

$V_n = 184.71 \text{ tn}$

Entonces:

$V_n = 184.71 \text{ tn}$

CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Exterior	VIGA 3		
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	31.5424	1.959	0	27.8426
Mn (tn-m)	148.0893	10.0541	0	111.7235

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas: 2.25 m
 Longitud del tramo: 19.42 m
 Ancho del volado: 1.38 m

$e_1 = 0.17 \text{ m}$
 $e_2 = 1.52 \text{ m}$
 $b_1 = 2.51 \text{ m}$
 $b_2 = 0.50 \text{ m}$

$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero: $18\phi 1''$
 $A_s = 91.21 \text{ cm}^2$
 $\beta_1 = 0.85$

$c = 14.11 \text{ cm} \leq 17.00 \text{ cm}$
 $a = 11.99 \text{ cm}$

Compresión en losa

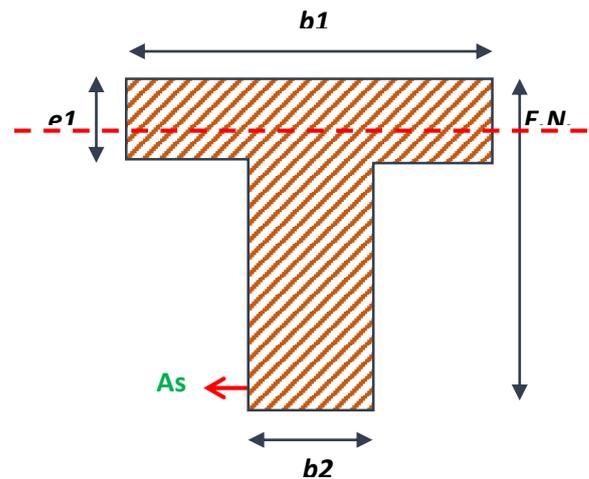
Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

$d_s = 1.390 \text{ m}$
 $M_{n1} = 509.50 \text{ tn-m}$

Entonces:

$M_n = 509.50 \text{ tn-m}$

Resistencia al Corte:



$V_n = V_c + V_s + V_p$
 $V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$
 $d_v = 1.330 \text{ m}$
 $b_v = 0.50 \text{ m}$
 $\phi \text{ Estribo: } \boxed{1/2''} @ \boxed{0.10 \text{ m}}$
 $A_v = 2.53 \text{ cm}^2$
 $\beta = \boxed{2}$
 $\Theta = \boxed{45.0^\circ}$
 $V_c = 43.19 \text{ tn}$
 $V_s = 141.53 \text{ tn}$
 $V_{n1} = 184.71 \text{ tn}$
 $V_{n2} = 249.38 \text{ tn}$
 $V_n = \mathbf{184.71 \text{ tn}}$

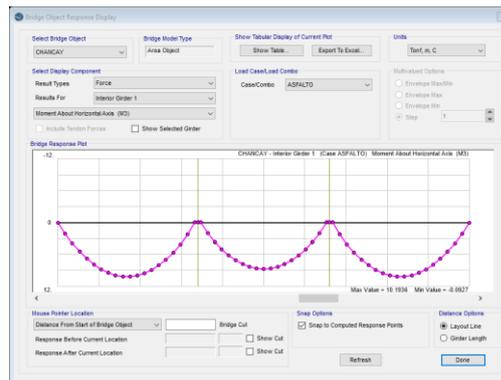
Entonces:

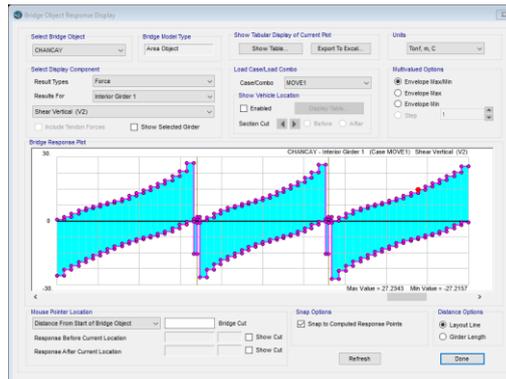
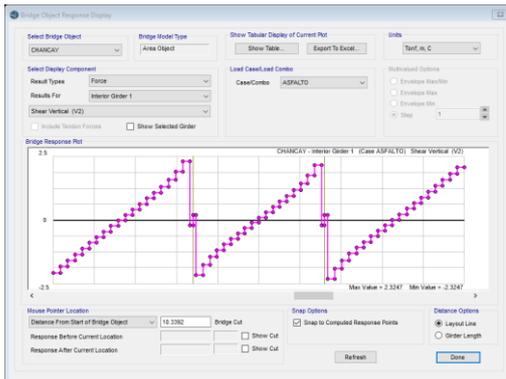
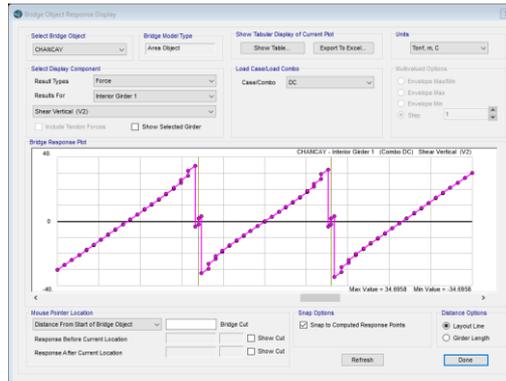
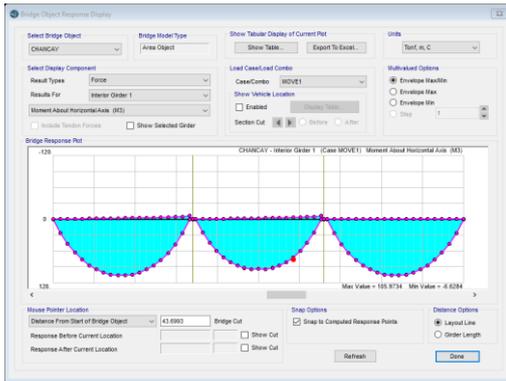
$V_n = \mathbf{184.71 \text{ tn}}$

VIGA 4	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	145.2767	10.1936	105.9734	449.08
CORTE	34.6958	2.3247	27.2343	169.78

VIGA 5	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	124.1732	8.7305	94.5846	449.08
CORTE	32.3033	2.1622	26.5649	169.78

VIGA 6	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	145.2767	10.1936	105.9734	449.08
CORTE	34.6958	2.3247	27.2343	169.78





CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

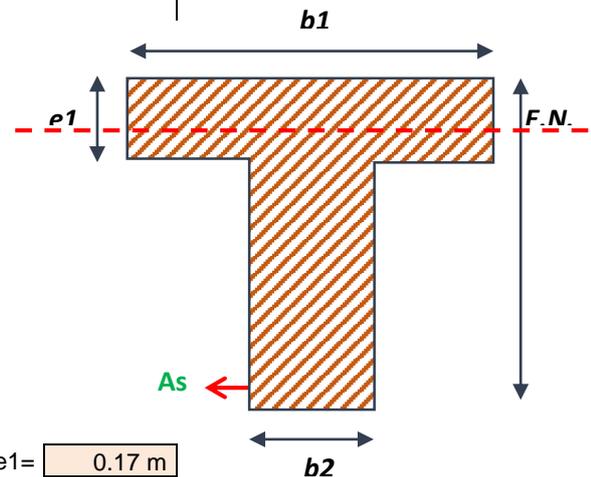
Viga Interior

VIGA 4

	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	34.6958	2.3247	0	27.2343
Mn (tn-m)	145.2767	10.1936	0	105.9734

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas: 2.25 m
 Longitud del tramo: 19.42 m
 Ancho del volado: 1.38 m



f'c= 210 Kg/cm2
 Fy= 4200 Kg/cm2
 Acero: 18φ1"
 As= 91.21 cm2
 β1= 0.85

e1= 0.17 m
 e2= 1.35 m
 b1= 2.25 m
 b2= 0.50 m

c= 11.22 cm
 a= 9.54 cm

≤ 17.00 cm

Compresión en losa

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero:

0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 449.08 tn-m

Entonces:

Mn= 449.08 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn= Vc+Vs+Vp
Vn= 0.25*f'c*bv*dv+Vp
dv= 1.172 m
bv= 0.50 m
φ Estribo: 1/2 " @ 0.10 m
Av= 2.53 cm2
β= 2
Θ= 45.0°
Vc= 45.04 tn
Vs= 124.74 tn
Vn1= 169.78 tn
Vn2= 307.73 tn

Vn= 169.78 tn

Entonces:

Vn= 169.78 tn

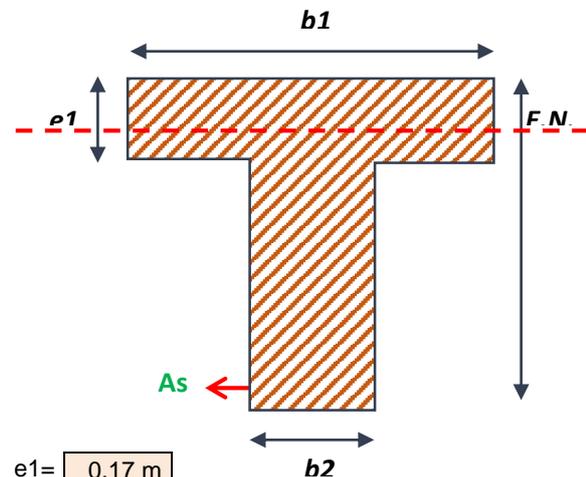
Viga Interior

VIGA 5

	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	32.3033	2.1622	0	26.5649
Mn (tn-m)	124.1732	8.7305	0	94.5846

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas: 2.25 m
Longitud del tramo: 18.30 m
Ancho del volado: 1.38 m



f'c= 210 Kg/cm2
Fy= 4200 Kg/cm2
Acero: 18φ1"
As= 91.21 cm2
β1= 0.85

e1= 0.17 m
e2= 1.35 m
b1= 2.25 m
b2= 0.50 m

c= 11.22 cm ≤ 17.00 cm
a= 9.54 cm

Compresión en losa

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero:

0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 449.08 tn-m

Entonces:

Mn= **449.08** tn-m

Resistencia al Corte:

Vn= Vc+Vs+Vp
Vn= 0.25*f'c*bv*dv+Vp
dv= 1.172 m
bv= 0.50 m
φ Estribo: 1/2 " @ 0.10 m
Av= 2.53 cm2
β= 2
Θ= 45.0°
Vc= 45.04 tn
Vs= 124.74 tn
Vn1= 169.78 tn
Vn2= 307.73 tn

Vn= **169.78** tn

Entonces:

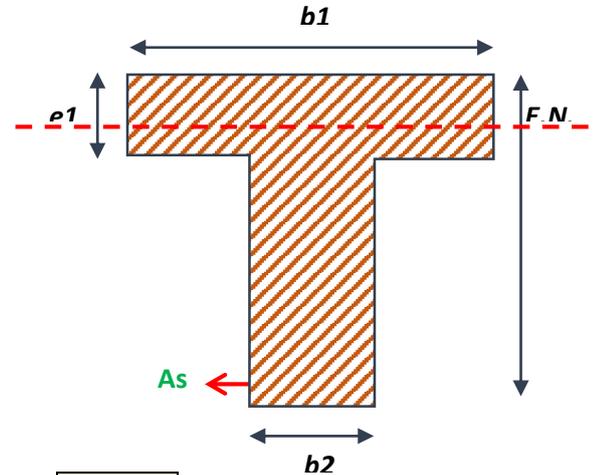
Vn= **169.78** tn

CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

Viga Interior	VIGA 6			
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	34.6958	2.3247	0	27.2343
Mn (tn-m)	145.2767	10.1936	0	105.9734

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m



f'_c =	210	Kg/cm ²
F_y =	4200	Kg/cm ²
Acero:	18φ1"	
A_s =	91.21	cm ²
β_1 =	0.85	

e_1 =	0.17 m
e_2 =	1.35 m
b_1 =	2.25 m
b_2 =	0.50 m

c =	11.22 cm	≤	17.00 cm	Compresión en losa
a =	9.54 cm			

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

d_s = 1.220 m
 M_{n1} = 449.08 tn-m

Entonces: **M_n = 449.08 tn-m**

Resistencia al Corte:

V_n =	$V_c + V_s + V_p$	
V_n =	$0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$	
d_v =	1.172 m	
b_v =	0.50 m	
φ Estribo:	1/2 "	@ 0.10 m
A_v =	2.53 cm ²	
β =	2	
Θ =	45.0°	
V_c =	45.04 tn	
V_s =	124.74 tn	
V_{n1} =	169.78 tn	
V_{n2} =	307.73 tn	

V_n = 169.78 tn

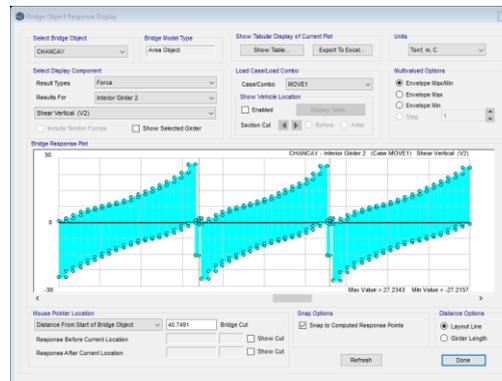
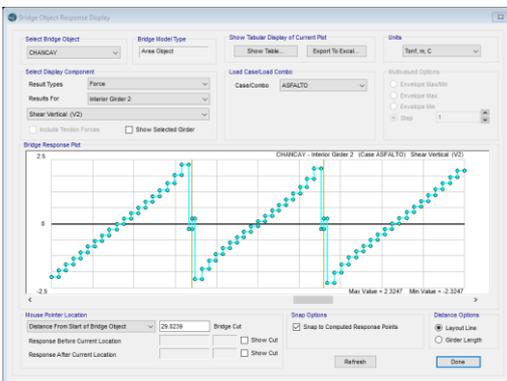
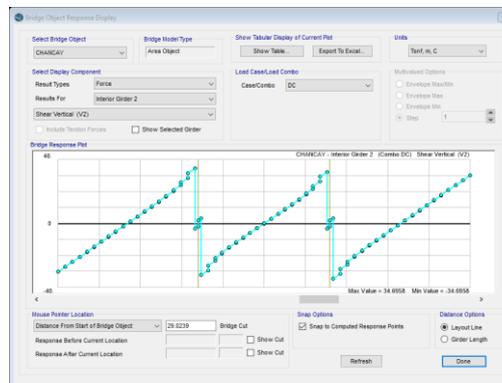
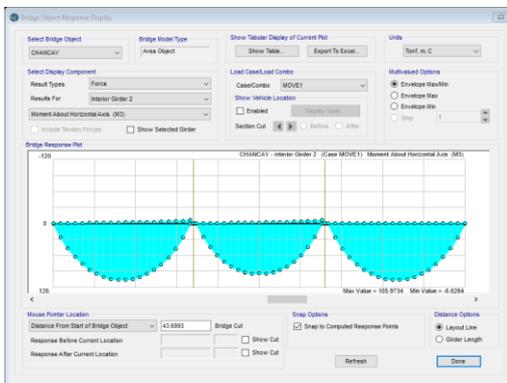
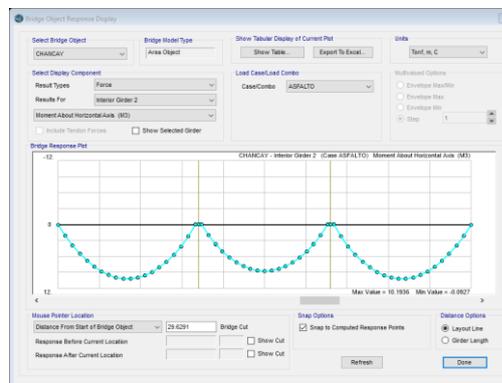
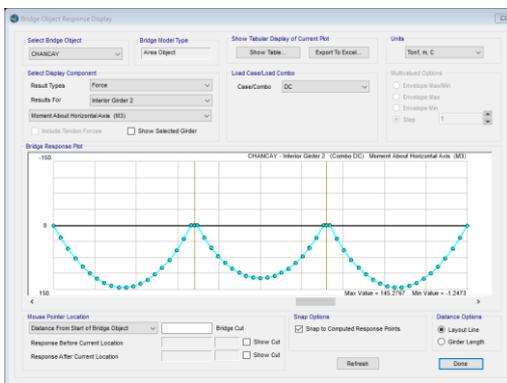
Entonces:

V_n = 169.78 tn

VIGA 7	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	145.2767	10.1936	105.9734	449.08
CORTE	34.6958	2.3247	27.2343	169.78

VIGA 8	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	124.1732	8.7305	94.5846	449.08
CORTE	32.3033	2.1622	26.5649	169.78

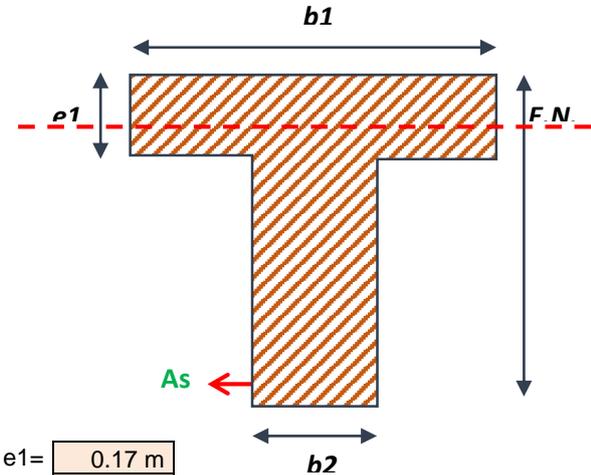
VIGA 9	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	145.2767	10.1936	105.9734	449.08
CORTE	34.6958	2.3247	27.2343	169.78



CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Interior		VIGA 7	
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	34.6958	2.3247	0	27.2343
Mn (tn-m)	145.2767	10.1936	0	105.9734

Resistencia a La Flexión:



Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m

f'c=	210	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm2
β1=	0.85	

e1=	0.17 m
e2=	1.35 m
b1=	2.25 m
b2=	0.50 m

c=	11.22 cm	≤	17.00 cm	Compresión en losa
a=	9.54 cm			

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 449.08 tn-m

Entonces: Mn= 449.08 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp	
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp	
dv=	1.172 m	
bv=	0.50 m	
φ Estribo:	1/2 "	@ 0.10 m
Av=	2.53	cm2
β=	2	
Θ=	45.0°	
Vc=	45.04	tn
Vs=	124.74	tn
Vn1=	169.78	tn
Vn2=	307.73	tn

Vn= **169.78 tn**

Entonces: Vn= 169.78 tn

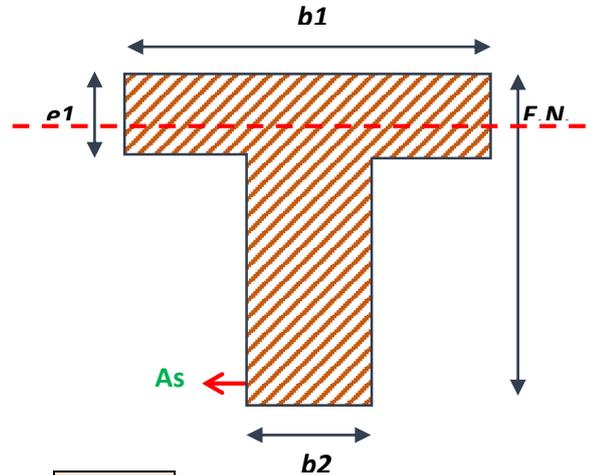
CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

Viga Interior

VIGA 8

	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	32.3033	2.1622	0	26.5649
Mn (tn-m)	124.1732	8.7305	0	94.5649

Resistencia a La Flexión:



Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	18.30 m
Ancho del volado:	1.38 m

f'c=	210	Kg/cm2	e1=	0.17 m
Fy=	4200	Kg/cm2	e2=	1.35 m
Acero:	18φ1"		b1=	2.25 m
As=	91.21	cm2	b2=	0.50 m
β1=	0.85			

c=	11.22 cm	≤	17.00 cm	Compresión en losa
a=	9.54 cm			

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 449.08 tn-m

Entonces: Mn= 449.08 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp	
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp	
dv=	1.172 m	
bv=	0.50 m	
φ Estribo:	1/2 "	@ 0.10 m
Av=	2.53 cm2	
β=	2	
Θ=	45.0°	
Vc=	45.04 tn	
Vs=	124.74 tn	
Vn1=	169.78 tn	
Vn2=	307.73 tn	

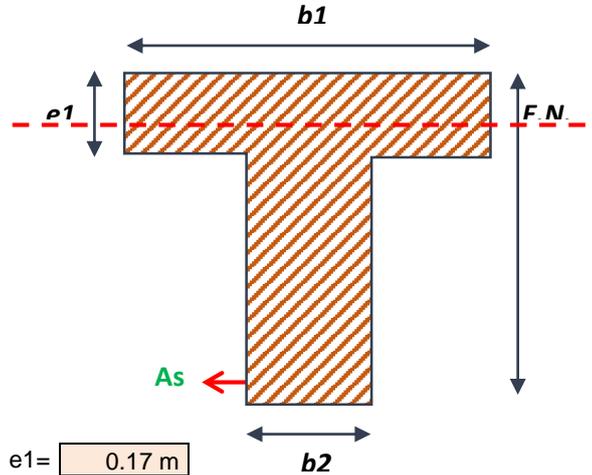
Vn= **169.78 tn**

Entonces: Vn= 169.78 tn

CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

Viga Interior	VIGA 9			
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	34.6958	2.3247	0	27.2343
Mn (tn-m)	145.2767	10.1936	0	105.9734

Resistencia a La Flexión:



Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m

f'c=	210	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm2
β1=	0.85	

e1=	0.17 m
e2=	1.35 m
b1=	2.25 m
b2=	0.50 m

c=	11.22 cm	≤	17.00 cm
a=	9.54 cm		

Compresión en losa

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 449.08 tn-m

Entonces: Mn= 449.08 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp	
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp	
dv=	1.172 m	
bv=	0.50 m	
φ Estribo:	1/2 "	@ 0.10 m
Av=	2.53 cm2	
β=	2	
Θ=	45.0°	
Vc=	45.04 tn	
Vs=	124.74 tn	
Vn1=	169.78 tn	
Vn2=	307.73 tn	

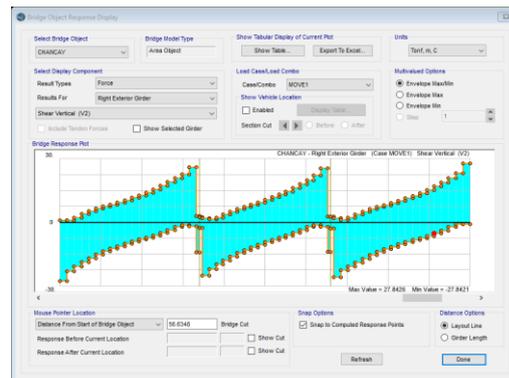
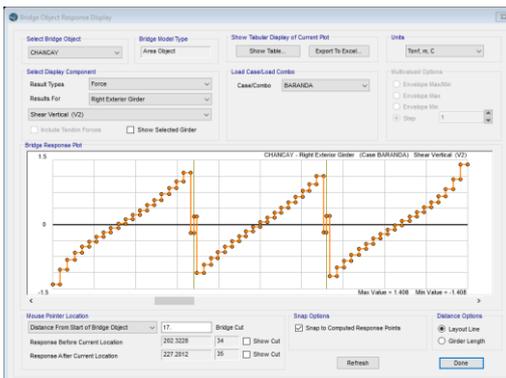
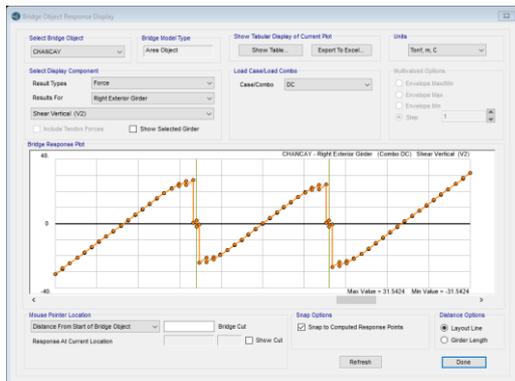
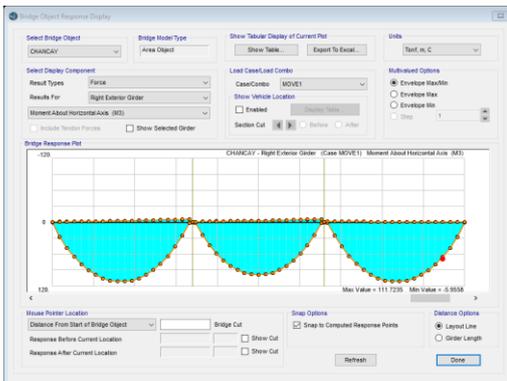
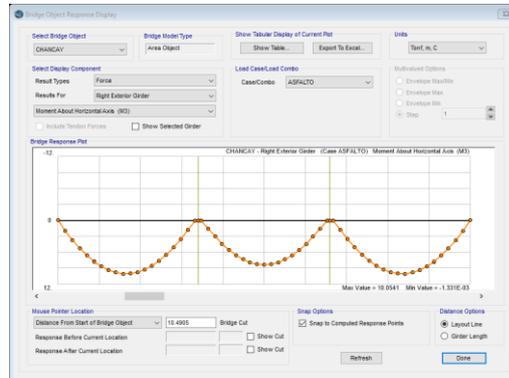
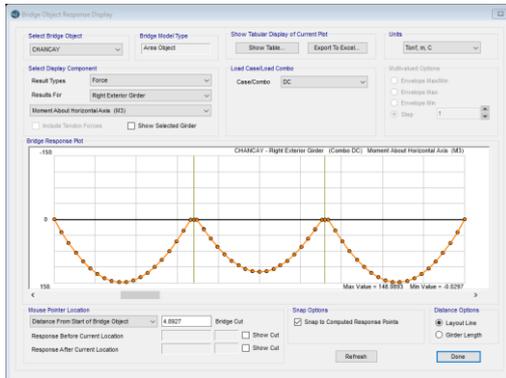
Vn= 169.78 tn

Entonces: Vn= 169.78 tn

VIGA 10	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	148.0893	10.0541	111.7235	444.37
CORTE	31.5424	1.959	27.8426	161.10

VIGA 11	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	123.6276	8.3777	98.4182	444.37
CORTE	24.3801	1.548	25.3738	161.10

VIGA 12	Dead Load DC	Dead Load DW	Dist. Live Load + Impact	NOMINAL CAPACITY
MOMENTO	148.0893	10.0541	111.7235	444.34
CORTE	31.5424	1.959	27.8426	161.10



CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Exterior	VIGA 10		
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	31.5424	1.959	0	27.8426
Mn (tn-m)	148.0893	10.0541	0	111.7235

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m

e1=	0.17 m
e2=	1.35 m
b1=	2.51 m
b2=	0.50 m

f'c=	150	Kg/cm ²
Fy=	4200	Kg/cm ²
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm ²
β1=	0.85	

c=	14.11 cm	≤	17.00 cm	Compresión en losa
a=	11.99 cm			

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 444.37 tn-m

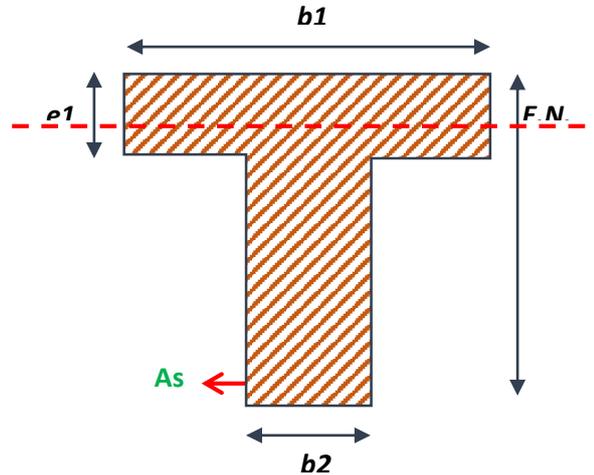
Entonces: Mn= 444.37 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn= Vc+Vs+Vp
 Vn= 0.25*f'c*bv*dv+Vp
 dv= 1.160 m
 bv= 0.50 m
 φ Estribo: 1/2 " @ 0.10 m
 Av= 2.53 cm²
 β= 2
 Θ= 45.0°

Vc= 37.67 tn
 Vs= 123.44 tn
 Vn1= 161.10 tn
 Vn2= 217.51 tn

Entonces: Vn= **161.10 tn**
Vn= 161.10 tn



CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

	Viga Exterior		VIGA 11	
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	24.3801	1.548	0	25.3738
Mn (tn-m)	123.6276	8.3777	0	98.4182

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	18.30 m
Ancho del volado:	1.38 m

e1=	0.17 m
e2=	1.35 m
b1=	2.51 m
b2=	0.50 m

f'c=	150	Kg/cm ²
Fy=	4200	Kg/cm ²
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm ²
β1=	0.85	

c=	14.11 cm	≤	17.00 cm	Compresión en losa
a=	11.99 cm			

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 444.37 tn-m

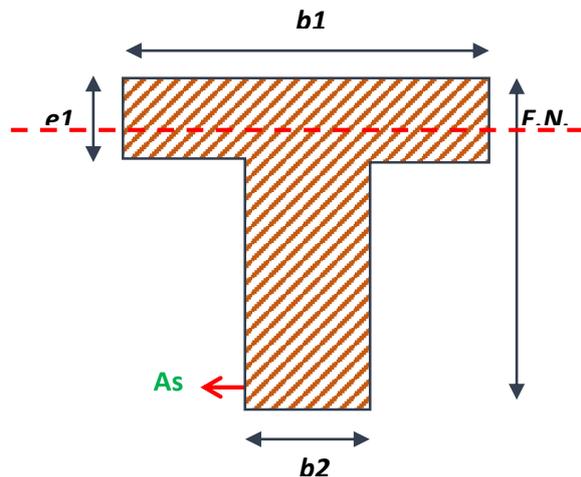
Entonces: Mn= 444.37 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp	
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp	
dv=	1.160 m	
bv=	0.50 m	
φ Estribo:	1/2 "	@ 0.10 m
Av=	2.53 cm ²	
β=	2	
Θ=	45.0°	
Vc=	37.67 tn	
Vs=	123.44 tn	
Vn1=	161.10 tn	
Vn2=	217.51 tn	

Vn= **161.10 tn**

Entonces:



Vn= 161.10 tn

CALCULO DE CAPACIDAD DE VIGA TE

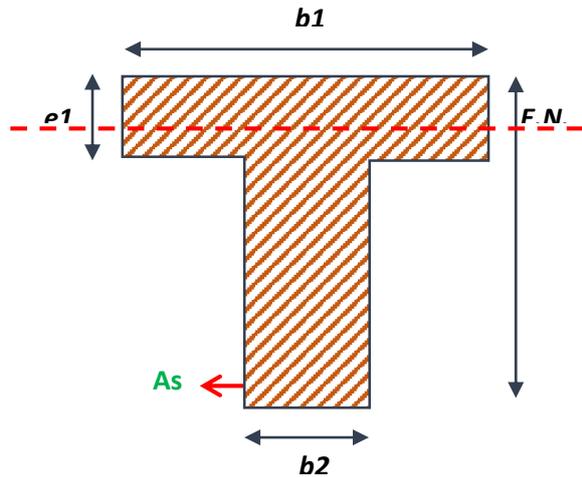
	Viga Exterior	VIGA 12		
	DC	DW	P	LL+IM (HL93)
V (tn)	31.5424	1.595	0	27.8426
Mn (tn-m)	148.5424	10.0541	0	111.7235

Resistencia a La Flexión:

Espaciamiento de vigas:	2.25 m
Longitud del tramo:	19.42 m
Ancho del volado:	1.38 m

e1=	0.17 m
e2=	1.35 m
b1=	2.51 m
b2=	0.50 m

f'c=	150	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2
Acero:	18φ1"	
As=	91.21	cm2
β1=	0.85	



c=	14.11 cm	≤	17.00 cm
a=	11.99 cm		

Compresión en losa

Distancia entre fondo de viga y centro de gravedad de acero: 0.130 m

ds= 1.220 m
Mn1= 444.37 tn-m

Entonces: Mn= 444.37 tn-m

Resistencia al Corte:

Vn=	Vc+Vs+Vp
Vn=	0.25*f'c*bv*dv+Vp
dv=	1.160 m
bv=	0.50 m
φ Estribo:	1/2 " @ 0.10 m
Av=	2.53 cm2
β=	2
Θ=	45.0°
Vc=	37.67 tn
Vs=	123.44 tn
Vn1=	161.10 tn
Vn2=	217.51 tn

Vn= 161.10 tn

Entonces: Vn= 161.10 tn

ANEXO N°7
ENSAYOS Y PRUEBAS

ANEXO N°7: ENSAYOS Y PRUEBAS

Ensayo de esclerometría

ELEMENTO	R f'c (kg/cm ²)	Rmax f'c (kg/cm ²)	Rmin f'c (kg/cm ²)
LOZA	214	271	157
VIGA	150	197	103
COLUMNA	214	271	157
ESTRIBOS	233	291	175

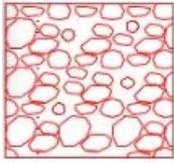
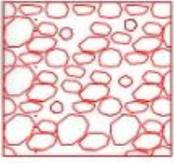
Fuente: Elaboración propia

Ensayo de suelo

Se realizó 1 ensayo para determinar el coeficiente de balasto, que se determinará por el material predominante del suelo.

Para determinar el tipo de suelo se realizó el ensayo de análisis granulométrico por tamizado según Norma NTP 399.128 (ASTM D422).

Para este tipo de suelo se realizó dos calicatas

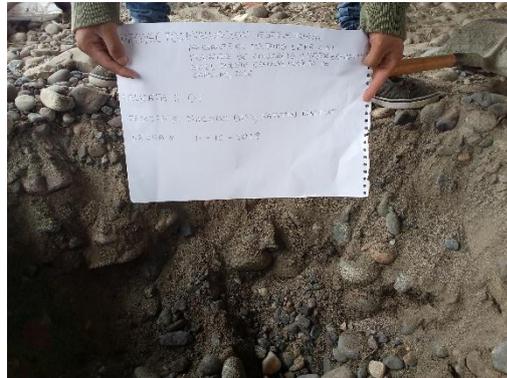
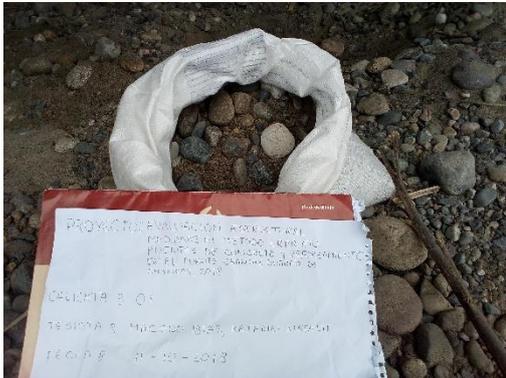
N° DE CALICATAS	SIMBOLOGIA			DESCRIPCION
	SUCS	AASHTO	GRAFICO	
1	GP	A-1-a		Para SUCS: Grava probremen gradad con arena; para AASHTO: Bueno
1	GP	A-1-a		Para SUCS: Grava probremen gradad con arena; para AASHTO: Bueno

Durante el ensayo de suelo, en el laboratorio se realizó el cuarteo de la muestra, para determinar la clasificación del suelo.



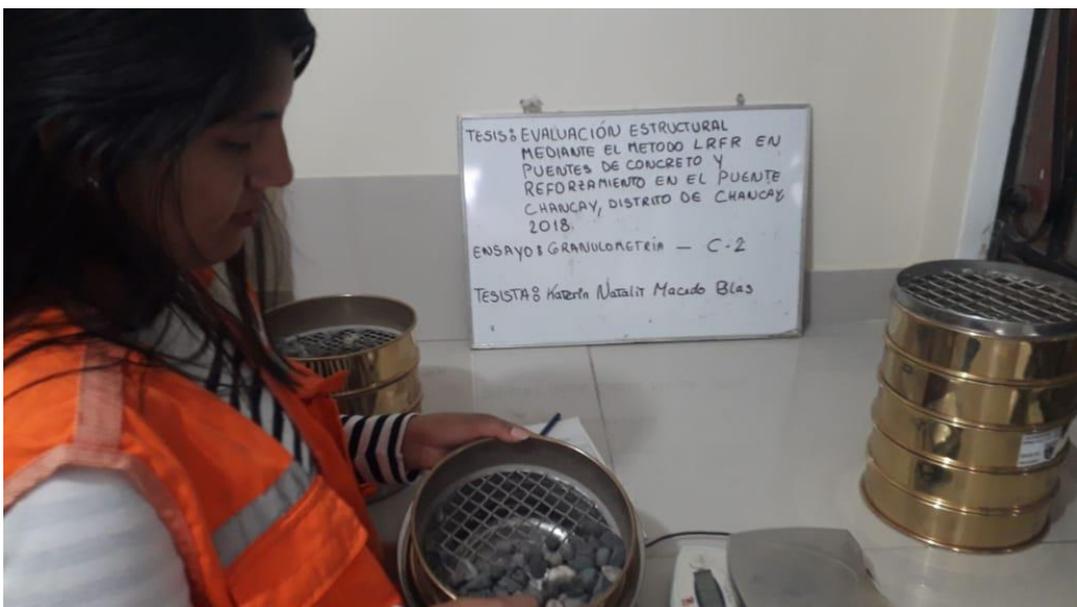
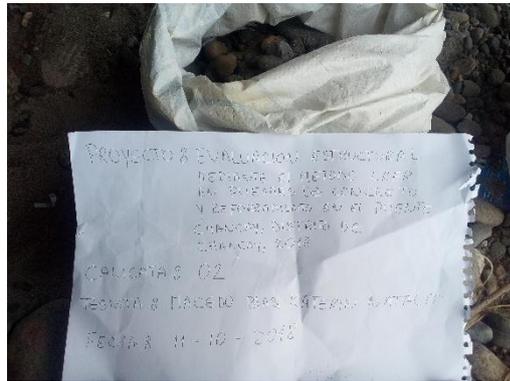
CALICATA N°1:

Se realizó en la parte centrica del primer tramo del puente sentido NORTE A SUR



CALICATA N°2:

Se realizó en la parte centrica del primer tramo del puente sentido SUR A NORTE



MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
MTC E 107 - 2000 / NTP 339.128:1999
ASTM D 422-63(2002) / AASHTO T - 88

CÓDIGO : FC - 02
 VERSIÓN : 1.0
 VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA

CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REGISTRO : 084-2018UR
 FECHA : 15/10/2018

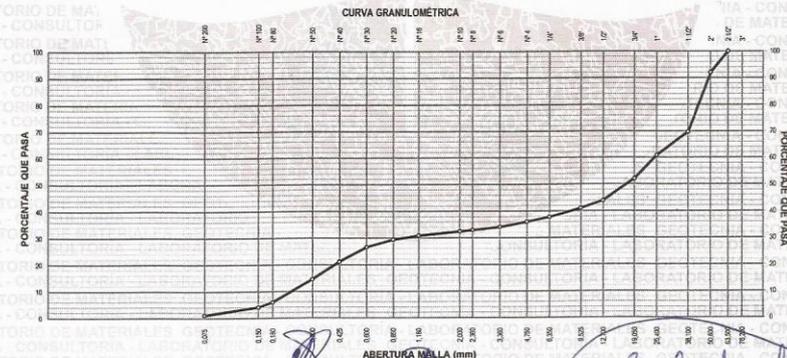
REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.

IDENTIFICACIÓN : C-02; M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS					
SERIE AMERICANA	MALLAS ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				100.0
2"	50.800		8.0	8.0	92.0
1 1/2"	38.100	618.9	22.3	30.3	69.7
1"	25.400	247.1	8.9	39.2	60.8
3/4"	19.050	244.8	8.8	48.0	52.0
1/2"	12.700	382.9	8.2	56.2	43.8
3/8"	9.525	133.4	2.8	59.0	41.0
1/4"	6.350	181.4	3.3	62.3	37.7
N° 4	4.750	95.5	1.7	64.0	36.0
N° 6	3.360	11.4	1.9	65.9	34.1
N° 8	2.360	6.9	1.2	67.1	32.9
N° 10	2.000	3.0	0.5	67.6	32.4
N° 16	1.180	9.1	1.5	69.1	30.9
N° 20	0.850	8.8	1.5	70.6	29.4
N° 30	0.600	17.0	2.9	73.5	26.5
N° 40	0.425	32.2	5.4	78.9	21.1
N° 50	0.300	39.5	6.8	85.5	14.5
N° 80	0.180	51.4	8.6	94.1	5.9
N° 100	0.150	113.1	19.9	96.0	4.0
N° 200	0.075	17.3	2.9	98.9	1.1
-200	MTC E 137-2000	6.3	1.1	100.0	

CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
Muestra Seca Inicial	45,895.0 g : 100.0 %
Material > 3"	--
Material Ret. 2"	3,671.6 g : 8.0 %
Material Ret. 3/4"	18,358.0 g : 40.0 %
Material Ret. 3/8"	5,048.5 g : 11.0 %
Material Ret. N°4	2,294.8 g : 5.0 %
Material < N°4	16,522.2 g : 36.0 %
FRACCIÓN FINA (PASA N° 4)	
Peso seco antes del lavado + Tarro	255.4 g
Peso seco después del lavado + Tarro	249.1 g
Peso del Tarro	41.6 g
FRACCIONES DE GRAVA, ARENA Y FINOS	
Tamaño Máximo (mm)	63.500
Porcentaje de Grava > N° 4	64.0 %
Porcentaje de Arena N° 200 < N° 4	34.9 %
Porcentaje de Pas. N° 200	1.1 %
CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
Límite líquido (%)	NP
Límite plástico (%)	NP
Índice plástico (%)	NP
Clasificación SUCS	ASTM D 2487-05 : GP
Clasificación AASHTO	ASTM D 3282 : A-1-1(0)
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
SUCS	: Grava sobremente graduada con arena
AASHTO	: Bueno



982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO MTC E 108 - 2000 / NTP 339.127:1998 ASTM D 2216-05 / ASHTO T - 265	CÓDIGO : FC - 04
	VERSIÓN : 1.0
	VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN Puentes DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA **REGISTRO :** 084-2018/JUR

CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT **FECHA :** 15/10/2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.
IDENTIFICACIÓN : C-02 : M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m
DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DENOMINACIÓN	CONTENIDO DE HUMEDAD
Peso cápsula + suelo húmedo (g)	1,805.2
Peso cápsula + suelo seco (g)	1,786.3
Peso del Agua (g)	18.9
Peso de la cápsula (g)	65.3
Peso del suelo seco (g)	1,721.0
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	1.1

OBSERVACIONES:
 - Muestra tomada e identificada por el solicitante.


RAFAEL HILARIO SAUCEDO
 TÉCNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO


SOLEDAD AURELIA BARZOLA SUSANO
INGENIERA CIVIL
 Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LOS MATERIALES MAS FINOS QUE EL DE 75 µm (Nº 200) MTC E 137 - 2000 / NTP 339.132:1999 ASTM D 1140:00 / AASHTO T - 11	CÓDIGO : FC - 03 VERSIÓN : 1.0 VIGENCIA : 31/12/2018
--	---

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA

CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REGISTRO : 084-2018/JR

FECHA : 15/10/2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

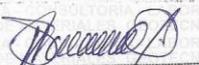
PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.

IDENTIFICACIÓN : C-02 : M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m

DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DENOMINACIÓN		MATERIAL PASANTE QUE EL TAMIZ Nº 200 (75 µm)
Porcentaje de la Fracción Fina	(%)	36.0
Peso suelo seco + cápsula - inicial	(g)	255.4
Peso suelo seco + cápsula - final	(g)	249.1
Peso del material pasante por la Malla Nº 200	(g)	6.3
Peso de la cápsula	(g)	41.6
Peso del suelo seco inicial	(g)	213.8
MATERIAL PASANTE POR LA MALLA Nº 200	(%)	1.1

OBSERVACIONES:
- Muestra tomada e identificada por el solicitante.


RAFAEL HILARIO SALCEDO
 TÉCNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO


SOLEDAD AURELIA BARZOLA SUSANO
 INGENIERA CIVIL
 Reg. CIP Nº 67689

982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO, E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS
MTC E 110 - 2000 / MTC E 111 - 2000
NTP 339.129-1999 / ASTM D 4318-05
AASHTO T-89 / AASHTO T-90

CÓDIGO : FC - 05
VERSIÓN : 1.0
VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN Puentes DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018 **REGISTRO :** 084-2018/JR
UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA **FECHA :** 15/10/2018
CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REFERENCIAS DE LA MUESTRA
PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.
IDENTIFICACIÓN : C-02; M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m
DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4	1	2
Ensayo N°	--	--	--	--	--	--
Cápsula N°	--	--	--	--	--	--
Peso cápsula + suelo húmedo (g)	--	--	--	--	--	--
Peso cápsula + suelo seco (g)	--	--	--	--	--	--
Peso del Agua (g)	--	--	--	--	--	--
Peso de la cápsula (g)	--	--	--	--	--	--
Peso del suelo seco (g)	--	--	--	--	--	--
Contenido de humedad (%)	--	--	--	--	--	--
Número de golpes	--	--	--	--	--	--



RESULTADOS DE ENSAYOS	
LÍMITE LÍQUIDO (%)	NP
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP
IND. PLASTICIDAD (%)	NP

OBSERVACIONES:
 - Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40.
 - La muestra se desliza en la copa de Casagrande.
 - El Límite Líquido no se puede determinar.
 - El límite plástico no se puede determinar.
 - Muestra tomada e identificada por el solicitante.

Rafael Hilario Salcedo
RAFAEL HILARIO SALCEDO
 TÉCNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Soledad Aurelia Bazul Susano
SOLEDAD AURELIA BAZUL SUSANO
 INGENIERA CIVIL
 Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
MTC E 107 - 2000 / NTP 339.128:1999
ASTM D 422-63(2002) / AASHTO T - 88

CÓDIGO : FC - 02
 VERSIÓN : 1.0
 VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018
 UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA
 REGISTRO : 084-2018/JUR
 CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT
 FECHA : 15/10/2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA
 PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.
 IDENTIFICACIÓN : C-01 - M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS					
SERIE AMERICANA	MALLAS ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				100.0
2"	50.800		6.0	6.0	94.0
1 1/2"	38.100	395.6	7.2	13.2	86.8
1"	25.400	731.4	13.3	26.5	73.5
3/4"	19.050	358.8	6.5	33.0	67.0
1/2"	12.700	592.4	9.7	42.7	57.3
3/8"	9.525	205.1	3.3	46.0	54.0
1/4"	6.350	261.1	4.0	50.0	50.0
N° 4	4.750	131.4	2.0	52.0	48.0
N° 6	3.360	9.1	2.2	54.2	45.8
N° 8	2.360	6.9	1.6	55.8	44.2
N° 10	2.000	2.6	0.6	56.4	43.6
N° 16	1.180	9.3	2.2	58.6	41.4
N° 20	0.850	9.0	2.1	60.7	39.3
N° 30	0.600	17.3	4.1	64.8	35.2
N° 40	0.425	30.2	7.1	71.9	28.1
N° 50	0.300	36.2	8.6	80.5	19.5
N° 80	0.180	47.3	11.2	91.7	8.3
N° 100	0.150	11.9	2.8	94.5	5.5
N° 200	0.075	17.3	4.1	98.6	1.4
-200	MTC E 137-2000	6.0	1.4	100.0	

CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
Muestra Seca Inicial	50,236.0 g : 100.0 %
Material > 3"	--
Material Ret. 2"	3,014.2 g : 6.0 %
Material Ret. 3/4"	13,563.7 g : 27.0 %
Material Ret. 3/8"	6,530.7 g : 13.0 %
Material Ret. N°4	3,014.2 g : 6.0 %
Material < N°4	24,113.3 g : 48.0 %
FRACCIÓN FINA (PASA N° 4)	
Peso seco antes del lavado + Tarro	251.7 g
Peso seco después del lavado + Tarro	245.7 g
Peso del Tarro	48.6 g
FRACCIONES DE GRAVA, ARENA Y FINOS	
Tamaño Máximo (mm)	63.500
Porcentaje de Grava 3" > N° 4 (%)	52.0
Porcentaje de Arena N°200 < N°4 (%)	46.6
Porcentaje de Pas. N° 200 (%)	1.4
CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
Límite líquido (%)	NP
Límite plástico (%)	NP
Índice plástico (%)	NP
Clasificación SUCS	ASTM D 2487-05 : GP
Clasificación AASHTO	ASTM D 3282 : A-1-s(0)
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
SUCS	: Grava pobremente graduada con arena
AASHTO	: Bueno



OBSERVACIONES:
 - Muestra tomada e identificada por el Sr. HILARIO SALCEDO TECNICO SUELOS, CONCRETO Y AGRIKTO

Soledad Barzola
 SOLEDAD AURELIA BARZOLA SUSANO
 INGENIERA CIVIL
 Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jrgeoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO MTC E 108 - 2000 / NTP 339.127:1998 ASTM D 2216-05 / ASHTO T - 265	CÓDIGO : FC - 04
	VERSIÓN : 1.0
	VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA

CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REGISTRO : 064-2018/JUR

FECHA : 15/10/2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.

IDENTIFICACIÓN : C-01 : M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m

DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DE NOMINACIÓN	CONTENIDO DE HUMEDAD
Peso cápsula + suelo húmedo (g)	1,570.2
Peso cápsula + suelo seco (g)	1,556.0
Peso del Agua (g)	14.2
Peso de la cápsula (g)	138.0
Peso del suelo seco (g)	1,418.0
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	1.0

OBSERVACIONES: Muestra tomada e identificada por el solicitante.


RAFAEL HILARIO SALCEDO
 TÉCNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO


SOLEDAD AURELIA BARZOLA SUSANO
 INGENIERA CIVIL
 Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 proyectos@jrgeoconsultores.com
 Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
 San Martín de Porres - Lima

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LOS MATERIALES MAS FINOS QUE EL DE 75 µm (N° 200) MTC E 137 - 2000 / NTP 339.132:1999 ASTM D 1140:00 / AASHTO T - 11	CÓDIGO : FC - 03 VERSIÓN : 1.0 VIGENCIA : 31/12/2018
--	---

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA

CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REGISTRO : 084-2018/JR

FECHA : 15/10/2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.

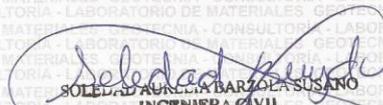
IDENTIFICACIÓN : C-01 : M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m

DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DENOMINACIÓN		MATERIAL PASANTE QUE EL TAMIZ N° 200 (75 µm)
Porcentaje de la Fracción Fina	(%)	48.0
Peso suelo seco + cápsula - inicial	(g)	251.7
Peso suelo seco + cápsula - final	(g)	245.7
Peso del material pasante por la Malla N° 200	(g)	6.0
Peso de la cápsula	(g)	48.6
Peso del suelo seco inicial	(g)	203.1
MATERIAL PASANTE POR LA MALLA N° 200	(%)	1.4

OBSERVACIONES:
- Muestra tomada e identificada por el solicitante.


RAFAEL HILARIO SALCEDO
TECNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO


SOLEDAD AULLÁN BARZOLA SUSANO
INGENIERA CIVIL
Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
r.diaz@jrgeoconsultores.com
jr.geoconsultores@gmail.com
proyectos@jrgeoconsultores.com
Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
San Martín de Porres - Lima

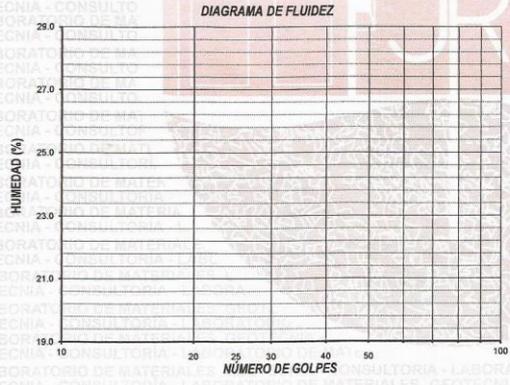
MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO, E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS
MTC E 110 - 2000 / MTC E 111 - 2000
NTP 339.129:1999 / ASTM D 4318-05
AASHTO T-89 / AASHTO T-90

CÓDIGO : FC - 05
VERSIÓN : 1.0
VIGENCIA : 31/12/2018

PROYECTO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018 **REGISTRO :** 084-2018/JR
UBICACIÓN : DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA **FECHA :** 15/10/2018
CLIENTE : MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

REFERENCIAS DE LA MUESTRA
PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno.
IDENTIFICACIÓN : C-01 : M-1 / Prof.: 0.00 m - 1.50 m
DESCRIPCIÓN : Grava pobremente gradada con arena

DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	4	1	2
Ensayo N°						
Cápsula N°	--	--	--	--	--	--
Peso cápsula + suelo húmedo (g)	--	--	--	--	--	--
Peso cápsula + suelo seco (g)	--	--	--	--	--	--
Peso del Agua (g)	--	--	--	--	--	--
Peso de la cápsula (g)	--	--	--	--	--	--
Peso del suelo seco (g)	--	--	--	--	--	--
Contenido de humedad (%)	--	--	--	--	--	--
Número de golpes	--	--	--	--	--	--



LÍMITE LÍQUIDO (%)	NP
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP
IND. PLASTICIDAD (%)	NP

OBSERVACIONES:
- Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40.
- La muestra se desliza en la copa de Casagrande.
- El Límite Líquido no se puede determinar.
- El límite plástico no se puede determinar.
- Muestra tomada e identificada por el solicitante.

Rafael Hilario Saucedo
RAFAEL HILARIO SAUCEDO
TECNICO SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Soledad Arellano Barzola
SOLEDAD ARELLANO BARZOLA
INGENIERA CIVIL
Reg. CIP N° 67689

982 840 339 / 956 363 147
r.diaz@jrgeoconsultores.com
jr.geoconsultores@gmail.com
proyectos@jrgeoconsultores.com
Asociación Virgen del Carmen Mz. D Lt. 24
San Martín de Porres - Lima

INFORME DE LABORATORIO

El presente informe es dar a conocer los ensayos realizados en el laboratorio de Suelos, Concreto y Mezclas Asfálticas de la empresa JR GEOCONSULTORES E INGENIEROS S.R.L. para la presentación de un proyecto de Tesis conocida como "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018"

En éste se hace referencia al cumplimiento de los procedimientos de acuerdo a las normas y especificaciones establecidas.

ENSAYOS REALIZADOS:

- Análisis granulométrico por tamizado
- Constante física
- Contenido de humedad
- Material que pasa el tamiz N° 200

Lima, 08 de Noviembre de 2018

Atentamente,


ROMEO DÍAZ ALVARADO
GERENTE GENERAL
JR GEOCONSULTORES E INGENIEROS S.R.L.


RICARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

938 385 323 / 955 088 036
r.diaz@jrgeoconsultores.com
jr.geoconsultores@gmail.com
j.oyarce@jrgeoconsultores.com
Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
San Martín de Porres - Lima

INFORME DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUNTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY 2018

UBICACIÓN: DISTRITO DE CHANCAY - HUARAL - LIMA

CLIENTE: MACEDO BLAS KATERIN NATALIT

1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D 422 / MTC E 107)

Objetivo: Determinar el tipo de suelo.

Finalidad: Obtener los porcentajes del suelo que han sido tamizados por las mallas correspondientes y finalmente graficar la curva granulométrica.

Equipos y Materiales:

- Balanza, con sensibilidad de 0.1 g
- Estufa
- Tamices
- Envases
- Cepillo y brocha

Procedimiento:

- Los sacos obtenidos de las calicatas se pesaron en una balanza con capacidad de 100 kg.
- Posteriormente se tamizaron por las mallas principales (3/4", 3/8", N°4), luego se pesan las muestras retenidas de cada tamiz y la muestra pasante la N°4, una vez efectuado eso se cuartea las piedras y se obtiene una muestra representativa para luego poder ser tamizado, también se saca en un tarro una cantidad aproximada de 300g de suelo pasante la malla N°4 para los finos y poder ser clasificado según SUCS Y AASHTO.
- Las muestras obtenidas en tarro se secan en horno a temperaturas $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, posteriormente teniendo los datos se lava por la malla N° 200.
- Una vez lavada las muestras se procede a secar en el horno a temperaturas $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ para luego poder tamizarlo.
- Finalmente se procede a tamizar tanto el agregado grueso por las mallas (1"1/2, 1", 3/4", 1/2", 3/8", 1/4" y N°4); como el material fino (N°6, N°8, N°10, N°16, N°20, N°30, N°40, N°50, N°80, N°100 y N°200).


RICCARDO FRANCESCO
DANIILA FIC
INGENIERO CIVIL
Reg. C.º 103355

938 385 323 / 955 088 036
r.diaz@jrgeoconsultores.com
jr.geoconsultores@gmail.com
j.oyarce@jrgeoconsultores.com
Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
San Martín de Porres - Lima

- Se calcula el porcentaje de material que pasa por el tamiz de 0,074 mm (N° 200) de la siguiente forma:

$$\% \text{ Pasa } 0,074 = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso Retenido en el Tamiz de } 0,074}{\text{Peso Total}} \times 100$$

RESULTADOS:

PROCEDENCIA			CLASIFICACIÓN		% QUE PASA	DESCRIPCIÓN
Caicata	Muestra	Prof. (m)	SUCS	VÍAS DE TRANSP.	N°200	
C - 1	M - 1	0.00-1.50	GP	A-1-a (0)	1.4	Grava pobremente gradada con arena
C - 2	M - 1	0.00-1.50	GP	A-1-a (0)	1.1	Grava pobremente gradada con arena

2. CONSTANTE FÍSICA (ASTM D 4318 Y ASTM D 4318)

Procedimiento:

- Se coge la muestra secado al aire (material pasante la malla N°4).
- El material previamente secado se tamiza por la malla N°40 y se toma como muestra el material que pasa dicha malla.
- El material pasante se mezcla con agua en una cápsula hasta que tenga la consistencia de una pasta espesa y suave, se cubre con un papel húmedo y se deja reposar desde 1 a 24 horas.

2.1 LÍMITE LÍQUIDO:

Objetivo: Obtener el contenido de humedad representado en porcentaje de acuerdo al suelo seco.

Finalidad: Determinar el contenido de humedad.


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 273355

938 385 323 / 955 088 036
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 j.oyarce@jrgeoconsultores.com
 Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
 San Martín de Porres - Lima

Equipos y Materiales e Insumos:

- Vasija de (4 ½" de diámetro)
- Casagrande y accesorios
- Recipiente
- Balanza de 0.01 g
- Estufa
- Espátula
- Agua destilada

Procedimiento:

- Se coge una porción del suelo y es colocado en la copa de Casagrande, éste se divide cortándolo por medio de un ranurador.
- posteriormente se registra el número de golpes, luego se toma una porción de la mezcla donde se unieron las dos mitades de la muestra.
- Finalmente se lleva al horno a temperatura de 110°C ± 5°C.

2.2 LÍMITE PLÁSTICO:

Objetivo: Determinar el contenido de humedad representado en porcentaje; de acuerdo al suelo seco.

Finalidad: Determinar la plasticidad del suelo.

Equipos y Materiales e Insumos:

- Espátula
- Vasija de (4 ½" de diámetro)
- Balanza de 0.01 g
- Horno
- Malla N° 40
- Agua destilada
- Vidrios de reloj para determinar las humedades
- Vidrio grueso esmerilado

Procedimiento:

- Se coloca la muestra del suelo en una cápsula y se le agrega agua, mezclándolo hasta volverse lo suficientemente plástica hasta darle forma de una bola.
- Esta porción de bola se enrolla, colocándola entre los dedos de las manos y la placa de vidrio hasta formar una barrita uniforme en toda su longitud.


RICARDO FRANCESCO
DÍAZ RÍOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 11355

938 385 323 / 955 088 036
r.diaz@jrgeoconsultores.com
jr.geoconsultores@gmail.com
j.oyarce@jrgeoconsultores.com
Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
San Martín de Porres - Lima

- Luego se pesa las barritas en una balanza con sensibilidad de 0.01 y finalmente se lleva al horno a temperaturas de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

RESULTADOS:

PROCEDENCIA			LÍMITES DE CONSISTENCIA		
Calicata	Muestra	Profundidad (m)	L. L. (%)	L. P. (%)	I. P. (%)
C - 1	M - 1	0.00 – 1.50	NP	NP	NP
C - 2	M - 1	0.00 – 1.50	NP	NP	NP

3. CONTENIDO DE HUMEDAD:

Objetivo: determinar el contenido de humedad de un suelo.

Finalidad: Determinar el porcentaje de agua que posee el suelo.

Equipos y Materiales:

- Horno
- Balanza de 0.01 g para muestras menores a 200 g y de 0.1 para muestras mayores a 200 g
- Recipientes
- Utensilios

Procedimiento:

- Se coge en un tarro una porción de la muestra pasante el tamiz N°4, luego se pesa para obtener un peso inicial; posteriormente se lleva al horno a temperaturas de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, donde luego se pesa para obtener un peso final.

- Se calcula el contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente fórmula:

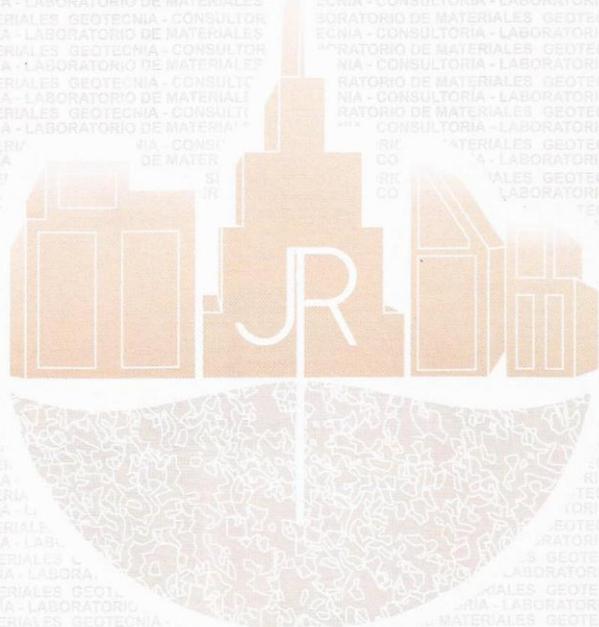
$$W = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo seco al horno}} \times 100$$


RICARDO FRANCISCO
 BARRALLOS
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIF N° 203355

938 385 323 / 955 088 036
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 j.oyarce@jrgeoconsultores.com
 Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
 San Martín de Porres - Lima

RESULTADOS:

PROCEDECENCIA			CLASIFICACIÓN		C.H %
Calicata	Muestra	Prof. (m)	SUCS	VÍAS DE TRANSP.	
C - 1	M - 1	0.00-1.50	GP	A-1-a (0)	1.0
C - 2	M - 1	0.00-1.50	GP	A-1-a (0)	1.1



[Handwritten Signature]

RICCARDO FRANCESCO
INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 203355

938 385 323 / 955 088 036
 r.diaz@jrgeoconsultores.com
 jr.geoconsultores@gmail.com
 j.ojarce@jrgeoconsultores.com
 Calle 2 Mz. D Lt. 24, Asociación Virgen del Carmen
 San Martín de Porres - Lima

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 1 1/2

ELE
International

TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 808
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 6WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 131622444


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RÍOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 1

ELE
International

TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608 Loveland, CO 80539-0608 In USA 1-800-323-1242 Worldwide (970) 663-9780 Fax: (970) 663-9781 E-mail: soiltest@eleusa.com Website: www.eleusa.com	Chartmoor Road, Chantwell Business Park Leighton Buzzard Bedfordshire, LU7 8WG, England Phone: +44 1525 249200 Fax: +44 1525 249249 E-mail: ele@eleint.co.uk http://www.ele.com
--	--

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11	ISO 565 ISO 3310-1	BS 410
-----------	-----------------------	-----------

Serial Number: 140921772


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 3/4

3/4"	ELE International	
TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE		
P.O. BOX 608 Loveland, CO 80539-0608 In USA 1-800-323-1242 Worldwide (970) 663-9780 Fax: (970) 663-9781 E-mail: soiltest@eleusa.com Website: www.eleusa.com	Chartmoor Road, Chantwell Business Park Leighton Buzzard Bedfordshire, LU7 8WG, England Phone: +44 1525 249200 Fax: +44 1525 249249 E-mail: ele@eleint.co.uk http://www.ele.com	
<p>This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:</p>		
ASTM E 11	ISO 565 ISO 3310-1	BS 410
Serial Number: 140528440		


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 1/2



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 132517903


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 3/8



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: solitest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 142725602


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA 1/4



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608	Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Loveland, CO 80539-0608	Leighton Buzzard
In USA 1-800-323-1242	Bedfordshire, LU7 8WG, England
Worldwide (970) 663-9780	Phone: +44 1525 249200
Fax: (970) 663-9781	Fax: +44 1525 249249
E-mail: soiltest@eleusa.com	E-mail: ele@eleint.co.uk
Website: www.eleusa.com	http://www.ele.com

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 131622477


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°4



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiftest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 144914915


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 6



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 124417557


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°8



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 132026589


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°10



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: solifest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 143028171


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 16



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 134712625


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°20



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: solitest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 142221065


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°30

ELE
International

TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 134611346


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N°40



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 142119011


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 50

ELE
International

TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 808
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: soiltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 133111484


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 80



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: solitest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11	ISO 565 ISO 3310-1	BS 410
-----------	-----------------------	-----------

Serial Number: 135116262


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 100



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 669-9760
Fax: (970) 669-9781
E-mail: solltest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Charmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 132026609


RICCARDO FRANCESCO
DAVILA RIOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

TAMIZ DE BRONCE DE 8 PULGADAS DE DIÁMETRO CON MALLA N° 200



TEST SIEVE CERTIFICATE OF COMPLIANCE

P.O. BOX 608
Loveland, CO 80539-0608
In USA 1-800-323-1242
Worldwide (970) 663-9780
Fax: (970) 663-9781
E-mail: solitest@eleusa.com
Website: www.eleusa.com

Chartmoor Road, Chantwell Business Park
Leighton Buzzard
Bedfordshire, LU7 8WG, England
Phone: +44 1525 249200
Fax: +44 1525 249249
E-mail: ele@eleint.co.uk
<http://www.ele.com>

This Certificate of Compliance represents ELE's commitment to deliver testing sieves of the highest quality. Every test sieve conforms to the manufacturing requirements of the following specifications:

ASTM E 11

ISO 565
ISO 3310-1

BS
410

Serial Number: 143028181


RICCARDO FRANCESCO
DÁVILA RÍOS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 203355

Laboratorio de mecánica de suelos, concreto, asfalto y ensayos especiales.
 Estudio de suelos para pavimentaciones, edificaciones,
 suministro de equipos para laboratorio de ingeniería.



ENSAYO NO DESTRUCTIVO
 EVALUACIÓN DEL CONCRETO POR EL
 ESCLEROMETRO (NTP: 339.181)

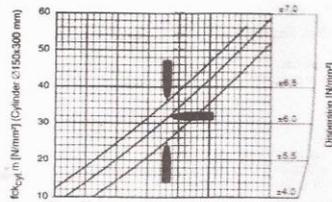
Área de Evaluación N°
 Identificación de la estructura
 Localización
 Descripción del ensayo:
 Descripción del concreto:
 Composición del concreto:
 Resistencia de diseño
 Solicita:

: P-03
 :Viga
 : Puente en Chancay
 : Ensayo de esclerometría
 : Concreto de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a 7 días
 : Arena gruesa y piedra huso 67
 : $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
 : Katerin Natalit Macedo Blas

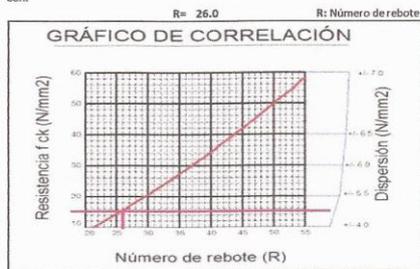
Mediciones	
Medición 01 :	28
Medición 02 :	27
Medición 03 :	27
Medición 04 :	26.5
Medición 05 :	26
Medición 06 :	26
Medición 07 :	25.5
Medición 08 :	25
Medición 09 :	25
Medición 10 :	24
Promedio :	26.0

Cálculos:

Se utilizó el siguiente gráfico de conversión, el modelo N/NR del fabricante Schidt Hammer.



El equipo se utilizó de manera horizontal, por lo cual trabajamos con la curva del medio.
 Con:



Del gráfico, se obtiene la siguiente resistencia promedio:

R=	14.7	MPa (+/-)	4.63 MPa
R=	1	MPa =	10.1972 kg/cm ²
R=	150	kg/cm ² (+/-)	47 kg/cm ²
Rmáx=	197	kg/cm ²	
Rmín=	103	kg/cm ²	

LAB. TECNILAB S.A.C.
 SUELOS - CONCRETO - ASFALTO
 GUIDO RUBEN BENIGNO PEBE
 JEFE DE LABORATORIO
 ING. CIVIL CIP 98584

Mz. k1-Lt32-Barrio 2 –Sector 1-IV Etapa
 Urb. Pachacamac-Villa El Salvador
 Celular: 931956927

ventas@tecnilab.com
 laboratorio.tecnilab@hotmail.com

Laboratorio de mecánica de suelos, concreto, asfalto y ensayos especiales.
 Estudio de suelos para pavimentaciones, edificaciones,
 suministro de equipos para laboratorio de ingeniería.



ENSAYO NO DESTRUCTIVO

EVALUACIÓN DEL CONCRETO POR EL
 ESCLEROMETRO (NTP: 339.181)

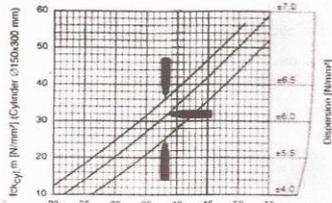
Área de Evaluación N°
 Identificación de la estructura
 Localización
 Descripción del ensayo:
 Descripción del concreto
 Composición del concreto:
 Resistencia de diseño
 Solicita:

: P-01
 : Loza nivel 0+-
 : Puente en Chancay
 : Ensayo de esclerometría
 : Concreto de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a 7 días
 : Arena gruesa y piedra huso 67
 : $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
 : Katerin Natalit Macedo Blas

Mediciones	
Medición 01 :	43.5
Medición 02 :	32
Medición 03 :	31.5
Medición 04 :	31
Medición 05 :	30.5
Medición 06 :	30
Medición 07 :	28.5
Medición 08 :	28.5
Medición 09 :	27.5
Medición 10 :	27
Promedio :	31.0

Cálculos:

Se utilizó el siguiente gráfico de conversión, el modelo N/NR del fabricante Schidt Hammer.



El equipo se utilizó de manera horizontal, por lo cual trabajamos con la curva del medio.
 Con:

R= 31.0

R: Número de rebote

GRÁFICO DE CORRELACIÓN



Número de rebote (R)

Del gráfico, se obtiene la siguiente resistencia promedio:

R=	21.93	MPa (+/-)	5.6 MPa
	1	MPa =	10.1972 kg/cm ²
R=	214	kg/cm ² (+/-)	57 kg/cm ²
Rmáx=	271	kg/cm ²	
Rmín=	157	kg/cm ²	

LAB. TECNILAB S.A.C.
 SUELOS, CONCRETO, ASFALTO
 QUICO RUBEN BENIGNO PEBE
 JEFE DE LABORATORIO
 ING. CIVIL CIP 99594

Mz. k1-Lt32-Barrio 2 –Sector 1-IV Etapa
 Urb. Pachacamac-Villa El Salvador
 Celular: 931956927

ventas@tecnilab.com
 laboratorio.tecnilab@hotmail.com

Laboratorio de mecánica de suelos, concreto, asfalto y ensayos especiales.
 Estudio de suelos para pavimentaciones, edificaciones,
 suministro de equipos para laboratorio de ingeniería.



ENSAYO NO DESTRUCTIVO

EVALUACIÓN DEL CONCRETO POR EL
 ESCLEROMETRO (NTP: 339.181)

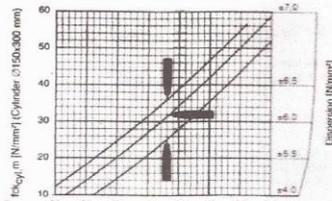
Área de Evaluación N°
 Identificación de la estructura
 Localización
 Descripción del ensayo:
 Descripción del concreto
 Composición del concreto:
 Resistencia de diseño
 Solicita:

: P-04
 : Columna
 : Puente en Chancay
 : Ensayo de esclerometría
 : Concreto de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a 7 días
 : Arena gruesa y piedra huso 67
 : $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
 : Katerin Natalit Macedo Blas

Mediciones	
Medición 01 :	43.5
Medición 02 :	32
Medición 03 :	31.5
Medición 04 :	31
Medición 05 :	30.5
Medición 06 :	30
Medición 07 :	28.5
Medición 08 :	28.5
Medición 09 :	27.5
Medición 10 :	27
Promedio :	31.0

Cálculos:

Se utilizó el siguiente gráfico de conversión, el modelo N/NR del fabricante Schmidt Hammer.

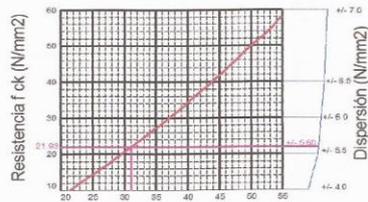


El equipo se utilizó de manera horizontal, por lo cual trabajamos con la curva del medio.
 Con:

R= 31.0

R: Número de rebote

GRÁFICO DE CORRELACIÓN



Número de rebote (R)

Del gráfico, se obtiene la siguiente resistencia promedio:

R=	21.93	MPa (+/-)	5.6 MPa
R=	1	MPa =	10.1972 kg/cm ²
Rmáx=	271	kg/cm ² (+/-)	57 kg/cm ²
Rmín=	157	kg/cm ²	

LAB. TECNILAB S.A.C.
 SUELOS, CONCRETO, ASFALTO
 GUSTO RUBEN BENIGNO PEÑE
 JEFE DE LABORATORIO
 ING. CIVIL CIP 98594

Mz. k1-Lt32-Barrio 2 –Sector 1-IV Etapa
 Urb. Pachacamac-Villa El Salvador
 Celular: 931956927

ventas@tecnilab.com
 laboratorio.tecnilab@hotmail.com

Laboratorio de mecánica de suelos, concreto, asfalto y ensayos especiales.
 Estudio de suelos para pavimentaciones, edificaciones,
 suministro de equipos para laboratorio de ingeniería.



ENSAYO NO DESTRUCTIVO

**EVALUACIÓN DEL CONCRETO POR EL
 ESCLEROMETRO (NTP: 339.181)**

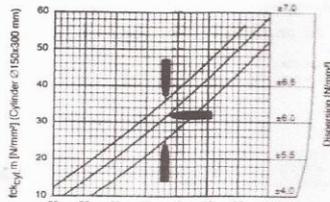
Área de Evaluación N°
 Identificación de la estructura
 Localización
 Descripción del ensayo:
 Descripción del concreto:
 Composición del concreto:
 Resistencia de diseño
 Solicita:

: P-02
 : Estribo
 : Puente en Chancay
 : Ensayo de esclerometría
 : Concreto de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a 7 días
 : Arena gruesa y piedra huso 67
 : $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
 : Katerin Natalit Macedo Blas

Mediciones	
Medición 01 :	39
Medición 02 :	38
Medición 03 :	34
Medición 04 :	33
Medición 05 :	31
Medición 06 :	29
Medición 07 :	27.5
Medición 08 :	31
Medición 09 :	27.5
Medición 10 :	27.5
Promedio :	31.8

Cálculos:

Se utilizó el siguiente gráfico de conversión, el modelo N/NR del fabricante Schmidt Hammer.



El equipo se utilizó de manera horizontal, por lo cual trabajamos con la curva del medio.
 Con:

R= 31.8

R: Número de rebote

GRÁFICO DE CORRELACIÓN



Del gráfico, se obtiene la siguiente resistencia promedio:

R=	22.82	MPa (+/-)	5.64 MPa
R=	1	MPa =	10.1972 kg/cm ²
Rmáx=	233	kg/cm ² (+/-)	58 kg/cm ²
Rmín=	175	kg/cm ²	

LAB. TECNILAB S.A.C.
 SUELOS Y MATERIAS DE ASFALTO
 EXP. GUÍPO BLANCO Y GUÍPO PEBE
 JEFE DE LABORATORIO
 ING. CIVIL GILBERTO

Mz. k1-Lt32-Barrio 2 –Sector 1-IV Etapa
 Urb. Pachacamac-Villa El Salvador
 Celular: 931956927

ventas@tecnilab.com
 laboratorio.tecnilab@hotmail.com



GEOCONSULTORES E INGENIEROS S.R.L.

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTUDIO DE SUELOS PARA:
EDIFICACIÓN - DISEÑO DE PAVIMENTO - HABILITACIONES URBANAS
PLANTAS INDUSTRIALES - HOSPITALES - PUENTES
Av. Diagonal Norte N° 750 Int. 501
San Martín de Porres, Lima- Lima
Telf.: 01 573 7804 / 983 660 099 / 982 840 339
E-mail: proyectos@jrgeoconsultores.com / gerencia@jrgeoconsultores.com
www.jrgeoconsultores.com

R.U.C. 20600792114

BOLETA DE VENTA

001. N° 000007

Sr. (es)

Macedo Blas Katerin Natalit

Dirección

Alto Perú 17 B Ute 2 Puerto Chancay

Doc. Ident.

77388467

DIA	MES	AÑO
12	11	18

Cant.	DESCRIPCION	P. Unit.	Importe
02	Clasificación de Suelos	906.2	212.40

RODRIGUEZ ESQUIVEL RICARDO WILMER
R.U.C. 10257567988
Serie 0001 del 0001 al 1000
Aut. 11958289023 F.I. 23-11-2015

CANCELADO

.....
FIRMA

TOTAL S/. 212.40
USUARIO

ANEXO N°8:

DESARROLLO DEL REFORZAMIENTO DE VIGAS

ANEXO N°8: DESARROLLO DEL REFORZAMIENTO DE VIGAS

1.0. DATOS GENERALES

V-1 Exterior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'c_{losa} =$	14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_{c_{losa}} =$	18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =	24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3	

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$	200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$	420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2		
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1		
Numero de varillas=	$N^\circ =$	18		
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121 mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono	240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85		
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f^*_{tu} =$	4.300	kN/mm2	
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{tu} =$	0.0155	mm/mm	
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa	
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa	
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm	
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2	

Datos de Cargas:

Sobrecarga:	HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras,	$M_{DD} =$	148.0893	T-m	1452756 kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.054	T-m	98631 kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	111.724	T-m	1096008 kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	269.867	T-m	2647394 kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	395.709	T-m	3881904 kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

- $C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP
- $f^*_{tu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.
- $f_{tu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.
- $\epsilon^*_{tu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.
- $\epsilon_{tu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$$C_E = 0.85$$

$$f^*_{tu} = 4.3 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon^*_{tu} = 0.0155 \text{ mm/mm}$$

$$f_{tu} = C_E \cdot f^*_{tu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_{tu} = C_E \cdot \epsilon^*_{tu} = 0.013175 \text{ mm/mm}$$

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\emptyset_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Ø Varilla estribo	$\emptyset_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_i =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantia de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

n = 10.85
 ρ = 0.00319
 k = 0.231

M_S = 2647394 kN-mm

I_{CR} = 112323413532 mm⁴

E_C = 18.44 KN/mm²

187954.611 Kg/cm²

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

ε_{bi} = 0.0013506

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

n = 1
 E_f = 240 kN/mm²
 t_f = 0.337 mm

ε_{fu} = 0.013175 mm/mm

n.E_f.t_f =

n.E_f.t_f = 80.88 kN/mm²

k_m = Coeficiente de adherencia de la fibra.

k_m = 1.056

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

c = Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

c = 0.20.d

c = 0.20.d = 254.46 mm

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

c = 254.46 mm
 h = 1350 mm
 d = 1272.3 mm

ε_{bi} = 0.0013506

ε_{fe} = 0.0116

k_m.ε_{fu} = 0.0139

0.0116 ≤ 0.0139

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: ε_{fe} = 0.0116

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c, puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

ε_c = 0.003

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$$

USAR: ε_c = 0.003

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\varepsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0116$$

$$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{fe} = 2.776 \text{ kN/mm}^2$$

10 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.00300$$

$$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$$

$$b = 2250.00 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\varepsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\xi = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 247.605 \text{ mm}$$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$$c = 247.61 \text{ mm}$$

$$h = 1350 \text{ mm}$$

$$d = 1272.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0.0013506$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0120$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0120 \leq 0.0139$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_{fe} = 0.0120$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_c = 0.003$$

11.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\varepsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0120 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}}$$

$$\boxed{f_{fe} = 2.881 \text{ kN/mm}^2}$$

11.04. Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136}$$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\beta_1 = 1.134}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c'^2}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = 0.513}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$$\boxed{c = 249.456 \text{ mm}}$$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.46 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013506 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

$$\text{USAR: } \boxed{\varepsilon_{fe} = 0.0119}$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\boxed{\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)}$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\text{USAR: } \boxed{\varepsilon_c = 0.003}$$

12.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =}$$

$$\boxed{\varepsilon_s = 0.0123}$$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \qquad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \qquad f_{fe} = 2.852 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \qquad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \qquad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \qquad \boxed{\beta_1 = 1.134} \qquad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \qquad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \qquad \boxed{c = 248.946 \text{ mm}}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CÁLCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.06 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013506 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

$$\boxed{\text{USAR: } \varepsilon_{fe} = 0.0119}$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi} \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\boxed{\text{USAR: } \varepsilon_c = 0.003}$$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\boxed{\varepsilon_s = 0.0123}$$

13.03. **Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.**

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200$ kN/mm²
 $E_f = 240$ kN/mm²
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $F_y = 0.4200$ kN/mm²

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$f_s = 0.4200$ kN/mm² $f_{fe} = 2.859$ kN/mm²

13.04. **Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.**

$f'_c = 14.715$ N/mm²
 $E_c = 18438.35$ N/mm²
 $\varepsilon_c = 0.00300$
 $A_s = 9120.73$ mm²
 $A_f = 337.00$ mm²
 $b = 2250.00$ mm

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$ $\beta_1 = 1.134$ $\alpha_1 = 0.513$ $c = 249.056$ mm

14.0. **Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.**

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$c = 249.056$ mm
 $\varepsilon_s = 0.0123$
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $f_s = 420.00$ N/mm²
 $f_{fe} = 2858.58$ N/mm²
 $\beta_1 = 1.134$

15.0. **Calculo de la resistencia de diseño a flexion para el acero de refuerzo y la CFRP.**

Se calcula la resistencia a la flexion del acero de refuerzo mediante la siguiente formula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_s = 9120.73462$ mm²
 $d = 1272.3$ mm

$$\boxed{M_{ns} = 4291.61 \text{ kN-m}} \quad 437.473 \text{ T-m}$$

Se calcula la resistencia a la flexion de la CFRP mediante la siguiente formula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_f = 337.000$ mm²
 $d_f = 1350$ mm

$$\boxed{M_{nf} = 1164.49 \text{ kN-m}} \quad 118.704 \text{ T-m}$$

16.0. **Calculo de la resistencia de diseño a flexion de la seccion.**

$\phi = 0.90$
 $\psi_f = 0.85$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$$\phi M_n = 4753.281 \text{ kN-m} \quad 484.534 \text{ T-m}$$

$$\boxed{M_u = 3881.904 \text{ kN-m}} \quad 395.709 \text{ T-m}$$

$$\boxed{4753.3 \text{ N/mm}^2 \geq 3882 \text{ N/mm}^2} \text{ CUMPLE}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \frac{d_f}{d}\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2647394 \text{ kN}\cdot\text{mm}$

269.8669 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013506$

$A_f = 337.000 \text{ mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2477 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 247.68 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$247.6845 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0032 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA

Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot Mn$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo

Factor de sistema

VIGA 1

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.37

RF_Anterior= 0.970

RF_Nuevo= 1.31

1.0. DATOS GENERALES

V-3 Exterior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'_{c \text{ losa}} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_c \text{ losa} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =		24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^\circ =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono		240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f^*_{tu} =$	4.300	kN/mm2		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{tu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, €	$M_{DD} =$	148.0893	T-m	1452756	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.054	T-m	98631	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	111.720	T-m	1095973	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	269.863	T-m	2647360	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	395.703	T-m	3881844	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f^*_{tu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{tu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{tu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{tu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$C_E = 0.85$
 $f^*_{tu} = 4.3 \text{ kN/mm}^2$
 $\epsilon^*_{tu} = 0.0155 \text{ mm/mm}$

$f_{tu} = C_E \cdot f^*_{tu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{tu} = C_E \cdot \epsilon^*_{tu} = 0.013175 \text{ mm/mm}$

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	1			
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_f =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantía de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

n = 10.85
 ρ = 0.00319
 k = 0.231

M_s = 2647360 kN-mm
 I_{CR} = 112323413532 mm⁴
 E_c = 18.44 KN/mm²

187954.611 Kg/cm²

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

ε_{bi} = 0.0013506

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

n = 1
 E_f = 240 kN/mm²
 t_f = 0.337 mm
 ε_{fu} = 0.013175 mm/mm
 n.E_f.t_f = 80.88 kN/mm²

n.E_f.t_f =

k_m = Coeficiente de adherencia de la fibra.

k_m = 1.056

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

c = Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

c = 0.20.d

c = 0.20.d = 254.46 mm

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

c = 254.46 mm
 h = 1350 mm
 d = 1272.3 mm

ε_{bi} = 0.0013506

ε_{fe} = 0.0116

k_m.ε_{fu} = 0.0139

0.0116 ≤ 0.0139

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: ε_{fe} = 0.0116

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c, puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

ε_c = 0.003

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$$

USAR: ε_c = 0.003

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \quad \varepsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\varepsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

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

$f_{fe} = 2.776 \text{ kN/mm}^2$

10.04 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$\xi = 1.134$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}$$

$\alpha_1 = 0.513$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$c = 247.605 \text{ mm}$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 247.61 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$\varepsilon_{bi} = 0.0013506$

$\varepsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\varepsilon_c = 0.003$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

11.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\varepsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\varepsilon_{fe} = 0.0120$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$f_{fe} = 2.881 \text{ kN/mm}^2$

11.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}^2$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$\beta_1 = 1.134$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$\alpha_1 = 0.513$

$$\boxed{c = \frac{A_s f'_s + A_f f'_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$c = 249.457 \text{ mm}$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$c = 249.46 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$\varepsilon_{bi} = 0.0013506$

$\varepsilon_{fe} = 0.0119$

$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0119 \leq 0.0139$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\boxed{\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)}$$

$\varepsilon_c = 0.003$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

12.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =}$$

$\varepsilon_s = 0.0123$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0119$$

$$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \qquad f_{fe} = 2.852 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.00300$$

$$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$$

$$b = 2250.00 \text{ mm}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \qquad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^3}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$$\varepsilon'_c = 0.00136 \qquad \beta_1 = 1.134 \qquad \alpha_1 = 0.513 \qquad c = 248.946 \text{ mm}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CÁLCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

$\varepsilon_{fe} =$ Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$c = 249.06 \text{ mm}$$

$$h = 1350 \text{ mm}$$

$$d = 1272.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0.0013506$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0119$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fit}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

$\varepsilon_s =$ Deformación del acero en su estado límite último.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\varepsilon_s = 0.0123$$

13.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

E_s = 200 kN/mm²
 E_f = 240 kN/mm²
 ε_{fe} = 0.0119
 F_y = 0.4200 kN/mm²

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$f_s = 0.4200$ kN/mm² $f_{fe} = 2.859$ kN/mm²

13.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

f'_c = 14.715 N/mm²
 E_c = 18438.35 N/mm²
 ε_c = 0.00300
 A_s = 9120.73 mm²
 A_f = 337.00 mm²
 b = 2250.00 mm

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$ $\beta_1 = 1.134$ $\alpha_1 = 0.513$ $c = 249.056$ mm

14.0. Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

c = 249.056 mm
 ε_s = 0.0123
 ε_{fe} = 0.0119
 f_s = 420.00 N/mm²
 f_{fe} = 2858.59 N/mm²
 β_1 = 1.134

15.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión para el acero de refuerzo y la CFRP.

Se calcula la resistencia a la flexión del acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

A_s = 9120.73462 mm²
 d = 1272.3 mm

$M_{ns} = 4291.61$ kN-m 437.473 T-m

Se calcula la resistencia a la flexión de la CFRP mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

A_f = 337.000 mm²
 d_f = 1350 mm

$M_{nf} = 1164.49$ kN-m 118.704 T-m

16.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

$\phi = 0.90$
 $\psi_f = 0.85$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$\phi M_n = 4753.281$ kN-m 484.534 T-m

$M_u = 3881.844$ kN-m 395.703 T-m

4753.3 N/mm² \geq 3882 N/mm² CUMPLE

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \frac{d_f}{d}\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2647360 \text{ kN-mm}$ 269.8634 T-m

$\epsilon_{bi} = 0.0013506$
 $A_f = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \epsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2477 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 247.68 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$247.6813 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \epsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0032 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA

Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi \cdot Mn$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo

Factor de sistema

VIGA 3

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.37

RF_Anterior= 0.970

RF_Nuevo= 1.31

1.0. DATOS GENERALES

V-4 Interior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_r =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'c_{losa} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm ²
Modulo de elasticidad del concreto $E_c_{losa} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm ²
Peso especifico del concreto =		24	kN/m ³	2.45	T/m ³
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm ²
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm ²
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^{\circ} =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm ²	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono		240000	Mpa	2446483	Kg/cm ²
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f^*_{fu} =$	4.300	kN/mm ²		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{fu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, etc)	$M_{DD} =$	145.2767	T-m	1425164	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.194	T-m	99999	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	105.970	T-m	1039566	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	261.440	T-m	2564729	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	382.334	T-m	3750694	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f^*_{fu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{fu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{fu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{fu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$C_E =$ 0.85

$f^*_{fu} =$ 4.3 kN/mm²

$\epsilon^*_{fu} =$ 0.0155 mm/mm

$f_{fu} = C_E \cdot f^*_{fu} =$ 3.655 kN/mm²

$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon^*_{fu} =$ 0.013175 mm/mm

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	1			
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_f =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	1751162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b.d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s . n_s =$	$\rho_s . n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n.t_f.w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b.d) =$ Cuantía de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f . n_f =$	$\rho_f . n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

n = 10.85
 ρ = 0.00319
 k = 0.231

M_s = 2564729 kN-mm
 I_{CR} = 112323413532 mm⁴
 E_c = 18.44 KN/mm²

187954.611 Kg/cm²

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

ε_{bi} = 0.0013085

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

n = 1
 E_f = 240 kN/mm²
 t_f = 0.337 mm
 ε_{fu} = 0.013175 mm/mm
 n.E_f.t_f = 80.88 kN/mm²

n.E_f.t_f =

k_m = Coeficiente de adherencia de la fibra.

k_m = 1.056

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

c = Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

c = 0.20.d

c = 0.20.d = 254.46 mm

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

c = 254.46 mm
 h = 1350 mm
 d = 1272.3 mm

ε_{bi} = 0.0013085

ε_{fe} = 0.0116

k_m.ε_{fu} = 0.0139

0.0116 ≤ 0.0139

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: ε_{fe} = 0.0116

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c, puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

ε_c = 0.003

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

USAR: ε_c = 0.003

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\varepsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200$ kN/mm²

$E_f = 240$ kN/mm²

$\varepsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200$ kN/mm²

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{fe} = 2.786 \text{ kN/mm}^2$$

10.04 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715$ N/mm²

$E_c = 18438.35$ N/mm²

$\varepsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73$ mm²

$A_f = 337.00$ mm²

$b = 2250.00$ mm

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\varepsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\xi = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 247.782 \text{ mm}$$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 247.78$ mm

$h = 1350$ mm

$d = 1272.3$ mm

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$

$\varepsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\varepsilon_c = 0.003$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

11.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\varepsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\varepsilon_{fe} = 0.0120$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}$$

$f_{fe} = 2.889 \text{ kN/mm}^2$

11.04. Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}^2$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$\beta_1 = 1.134$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}$$

$\alpha_1 = 0.513$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$c = 249.585 \text{ mm}$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 249.58 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$

$\varepsilon_{fe} = 0.0119$

$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0119 \leq 0.0139$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\varepsilon_c = 0.003$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

12.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$\varepsilon_s = 0.0123$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \qquad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \qquad f_{fe} = 2.860 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \qquad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \qquad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \qquad \boxed{\beta_1 = 1.134} \qquad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \qquad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \qquad \boxed{c = 249.089 \text{ mm}}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CALCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.20 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013085 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\varepsilon_s = 0.0123$$

13.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \quad f_{fe} = 2.867 \text{ kN/mm}^2$$

13.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c} \quad \beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad \alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2} \quad c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$\varepsilon'_c = 0.00136 \quad \beta_1 = 1.134 \quad \alpha_1 = 0.513 \quad c = 249.195 \text{ mm}$$

14.0. Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} c &= 249.195 \text{ mm} \\ \varepsilon_s &= 0.0123 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ f_s &= 420.00 \text{ N/mm}^2 \\ f_{fe} &= 2866.53 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_1 &= 1.134 \end{aligned}$$

15.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión para el acero de refuerzo y la CFRP.

Se calcula la resistencia a la flexión del acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} A_s &= 9120.73462 \text{ mm}^2 \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_{ns} = 4291.31 \text{ kN-m}$$

437.442 T-m

Se calcula la resistencia a la flexión de la CFRP mediante la siguiente fórmula:

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} A_f &= 337.000 \text{ mm}^2 \\ d_f &= 1350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_{nf} = 1167.65 \text{ kN-m}$$

119.026 T-m

16.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \\ \psi_f &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 4755.426 \text{ kN-m}$$

484.753 T-m

$$M_u = 3750.694 \text{ kN-m}$$

382.334 T-m

$$4755.4 \text{ N/mm}^2 \geq 3751 \text{ N/mm}^2 \text{ CUMPLE}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2564729 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ 261.4403 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$
 $A_f = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2400 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 239.95 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$239.9505 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0031 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA
Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

VIGA 4

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

$RF_{Anterior} = 0.790$
 $RF_{Nuevo} = 1.31$

1.0. DATOS GENERALES

V-6 Interior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'_{c \text{ losa}} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_c \text{ losa} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =		24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^{\circ} =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono		240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f^*_{tu} =$	4.300	kN/mm2		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{tu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, €	$M_{DD} =$	145.2767	T-m	1425164	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.194	T-m	99999	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	105.970	T-m	1039566	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	261.440	T-m	2564729	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	382.334	T-m	3750694	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f^*_{tu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{tu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{tu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{tu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.85
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$$C_E = 0.85$$

$$f^*_{tu} = 4.3 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon^*_{tu} = 0.0155 \text{ mm/mm}$$

$$f_{tu} = C_E \cdot f^*_{tu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_{tu} = C_E \cdot \epsilon^*_{tu} = 0.013175 \text{ mm/mm}$$

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	1			
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_f =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantía de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

n = 10.85
 ρ = 0.00319
 k = 0.231

M_s = 2564729 kN-mm
 I_{CR} = 112323413532 mm⁴
 E_c = 18.44 KN/mm²

187954.611 Kg/cm²

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

ε_{bi} = 0.0013085

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

n = 1
 E_f = 240 kN/mm²
 t_f = 0.337 mm
 ε_{fu} = 0.013175 mm/mm
 n.E_f.t_f = 80.88 kN/mm²

n.E_f.t_f =

k_m = Coeficiente de adherencia de la fibra.

k_m = 1.056

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

c = Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

c = 0.20.d

c = 0.20.d = 254.46 mm

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

c = 254.46 mm
 h = 1350 mm
 d = 1272.3 mm

ε_{bi} = 0.0013085

ε_{fe} = 0.0116

k_m.ε_{fu} = 0.0139

0.0116 ≤ 0.0139

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: ε_{fe} = 0.0116

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c, puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

ε_c = 0.003

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$$

USAR: ε_c = 0.003

10.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\epsilon_s = 0.0120$$

10.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{fe} = 2.786 \text{ kN/mm}^2$$

10.04 Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\epsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$$\xi = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 247.782 \text{ mm}$$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ϵ_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$c = 247.78 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$\epsilon_{bi} = 0.0013085$

$\epsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \epsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\epsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

11.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\epsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{fe} = 0.0120$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{fe} = 2.889 \text{ kN/mm}^2$$

11.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}^2$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\epsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$$\beta_1 = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^3}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 249.585 \text{ mm}$$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ϵ_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$c = 249.58 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$\epsilon_{bi} = 0.0013085$

$\epsilon_{fe} = 0.0119$

$k_m \cdot \epsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0119 \leq 0.0139$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

USAR: $\epsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

12.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformación del acero en su estado límite último.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\epsilon_s = 0.0123$$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} & & \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}} \\ f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 & & f_{fe} = 2.860 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} & & \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} & & \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}} & & \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \\ \varepsilon'_c = 0.00136 & & \beta_1 = 1.134 & & \alpha_1 = 0.513 & & c = 249.089 \text{ mm} \end{aligned}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CALCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.20 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bi} &= 0.0013085 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$\begin{aligned} k_m \cdot \varepsilon_{fu} &= 0.0139 \\ 0.0119 &\leq 0.0139 \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR: } \varepsilon_{fe} = 0.0119}$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\boxed{\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)}$$

$$\boxed{\text{USAR: } \varepsilon_c = 0.003}$$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\boxed{\varepsilon_s = 0.0123}$$

13.03. **Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.**

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \quad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$\boxed{f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2} \quad \boxed{f_{fe} = 2.867 \text{ kN/mm}^2}$$

13.04. **Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.**

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \quad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \quad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \quad \boxed{\beta_1 = 1.134} \quad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \quad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \quad \boxed{c = 249.195 \text{ mm}}$$

14.0. **Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.**

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} c &= 249.195 \text{ mm} \\ \varepsilon_s &= 0.0123 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ f_s &= 420.00 \text{ N/mm}^2 \\ f_{fe} &= 2866.53 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_1 &= 1.134 \end{aligned}$$

15.0. **Calculo de la resistencia de diseño a flexion para el acero de refuerzo y la CFRP.**

Se calcula la resistencia a la flexion del acero de refuerzo mediante la siguiente formula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 9120.73462 \text{ mm}^2 \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{M_{ns} = 4291.31 \text{ kN-m}}$$

437.442 T-m

Se calcula la resistencia a la flexion de la CFRP mediante la siguiente formula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_f &= 337.000 \text{ mm}^2 \\ d_f &= 1350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{M_{nf} = 1167.65 \text{ kN-m}}$$

119.026 T-m

16.0. **Calculo de la resistencia de diseño a flexion de la seccion.**

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \\ \psi_f &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$$\phi M_n = 4755.426 \text{ kN-m}$$

484.753 T-m

$$\boxed{M_u = 3750.694 \text{ kN-m}}$$

382.334 T-m

$$\boxed{4755.4 \text{ N/mm}^2 \geq 3751 \text{ N/mm}^2} \text{ CUMPLE}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2564729 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ 261.4403 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$
 $A_f = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2400 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 239.95 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$239.9505 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0031 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA
Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo

Factor de sistema

VIGA 6

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

RF_Anterior= 0.791

RF_Nuevo= 1.31

1.0. DATOS GENERALES

V-7 Interior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'_{c \text{ losa}} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_c \text{ losa} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =		24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^{\circ} =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono		240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f^*_{tu} =$	4.300	kN/mm2		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{tu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, €	$M_{DD} =$	145.2767	T-m	1425164	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.194	T-m	99999	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	105.970	T-m	1039566	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	261.440	T-m	2564729	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	382.334	T-m	3750694	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f^*_{tu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{tu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{tu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{tu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.85
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$$C_E = 0.85$$

$$f^*_{tu} = 4.3 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon^*_{tu} = 0.0155 \text{ mm/mm}$$

$$f_{tu} = C_E \cdot f^*_{tu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_{tu} = C_E \cdot \epsilon^*_{tu} = 0.013175 \text{ mm/mm}$$

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	1			
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_f =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantía de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinacion del estado de deformacion existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalacion del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

$$n = 10.85$$

$$\rho = 0.00319$$

$$k = 0.231$$

$$M_S = 2564729 \text{ kN-mm}$$

$$I_{CR} = 112323413532 \text{ mm}^4$$

$$E_C = 18.44 \text{ KN/mm}^2$$

$$187954.611 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$$

8.0. Determinacion del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

$$n = 1$$

$$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$$

$$t_f = 0.337 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.013175 \text{ mm/mm}$$

$$n.E_f.t_f = 80.88 \text{ kN/mm}^2$$

$k_m =$ Coeficiente de adherencia de la fibra.

$$k_m = 1.056$$

9.0. Estimacion de c, profundidad del eje neutro.

$c =$ Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

$$c = 0.20.d = 254.46 \text{ mm}$$

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

$\varepsilon_{fe} =$ Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$$c = 254.46 \text{ mm}$$

$$h = 1350 \text{ mm}$$

$$d = 1272.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0116$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0116 \leq 0.0139$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_{fe} = 0.0116$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_c = 0.003$$

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\epsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{fe} = 2.786 \text{ kN/mm}^2$$

10.04 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\epsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$$\xi = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 247.782 \text{ mm}$$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ϵ_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 247.78 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$\epsilon_{bi} = 0.0013085$

$\epsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \epsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\epsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

11.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\epsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \epsilon_{fe} &= 0.0120 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y} \quad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \epsilon_{fe}}$$

$$\boxed{f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2} \quad \boxed{f_{fe} = 2.889 \text{ kN/mm}^2}$$

11.04. Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \quad \boxed{\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}} \quad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c^2}} \quad \boxed{c = \frac{A_s f'_s + A_f f'_{fr}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$$\boxed{\epsilon'_c = 0.00136} \quad \boxed{\beta_1 = 1.134} \quad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \quad \boxed{c = 249.585 \text{ mm}}$$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ϵ_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.58 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \epsilon_{bi} &= 0.0013085 \\ \epsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}}$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\epsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\boxed{\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)}$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

12.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \epsilon_s = 0.0123}$$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \qquad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \qquad f_{fe} = 2.860 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \qquad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \qquad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \qquad \boxed{\beta_1 = 1.134} \qquad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \qquad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \qquad \boxed{c = 249.089 \text{ mm}}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CALCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.20 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013085 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\boxed{\varepsilon_s = 0.0123}$$

13.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200$ kN/mm²
 $E_f = 240$ kN/mm²
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $F_y = 0.4200$ kN/mm²

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$f_s = 0.4200$ kN/mm² $f_{fe} = 2.867$ kN/mm²

13.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$f'_c = 14.715$ N/mm²
 $E_c = 18438.35$ N/mm²
 $\varepsilon_c = 0.00300$
 $A_s = 9120.73$ mm²
 $A_f = 337.00$ mm²
 $b = 2250.00$ mm

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$ $\beta_1 = 1.134$ $\alpha_1 = 0.513$ $c = 249.195$ mm

14.0. Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$c = 249.195$ mm
 $\varepsilon_s = 0.0123$
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $f_s = 420.00$ N/mm²
 $f_{fe} = 2866.53$ N/mm²
 $\beta_1 = 1.134$

15.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión para el acero de refuerzo y la CFRP.

Se calcula la resistencia a la flexión del acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_s = 9120.73462$ mm²
 $d = 1272.3$ mm

$$\boxed{M_{ns} = 4291.31 \text{ kN-m}}$$

437.442 T-m

Se calcula la resistencia a la flexión de la CFRP mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_f = 337.000$ mm²
 $d_f = 1350$ mm

$$\boxed{M_{nf} = 1167.65 \text{ kN-m}}$$

119.026 T-m

16.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

$\phi = 0.90$
 $\psi_f = 0.85$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$\phi M_n = 4755.426$ kN-m

484.753 T-m

$$\boxed{M_u = 3750.694 \text{ kN-m}}$$

382.334 T-m

$$\boxed{4755.4 \text{ N/mm}^2 \geq 3751 \text{ N/mm}^2 \text{ CUMPLE}}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2564729 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ 261.4403 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013085$
 $A_f = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2400 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 239.95 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$239.9505 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0031 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA
Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

VIGA 7

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.61

$RF_{Anterior} = 0.790$
 $RF_{Nuevo} = 1.31$

1.0. DATOS GENERALES

V-10 Exterior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'_{c \text{ losa}} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_c \text{ losa} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =		24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^\circ =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono	$E_E =$	240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f'_{fu} =$	4.300	kN/mm2		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{fu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, etc)	$M_{DD} =$	148.5424	T-m	1457201	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.054	T-m	98631	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	111.724	T-m	1096008	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	270.320	T-m	2651839	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	396.275	T-m	3887460	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f'_{fu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{fu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{fu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{fu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$C_E =$ 0.85

$f'_{fu} =$ 4.3 kN/mm2

$\epsilon^*_{fu} =$ 0.0155 mm/mm

$f_{fu} = C_E \cdot f'_{fu} =$ 3.655 kN/mm2

$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon^*_{fu} =$ 0.013175 mm/mm

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	1			
Ø Varilla estribo	$\varnothing_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\varnothing =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_f =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantía de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

n = 10.85
 ρ = 0.00319
 k = 0.231

M_s = 2651839 kN-mm
 I_{CR} = 112323413532 mm⁴
 E_c = 18.44 KN/mm²

187954.611 Kg/cm²

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

ε_{bi} = 0.0013529

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

n = 1
 E_f = 240 kN/mm²
 t_f = 0.337 mm
 ε_{fu} = 0.013175 mm/mm
 n.E_f.t_f = 80.88 kN/mm²

n.E_f.t_f =

k_m = Coeficiente de adherencia de la fibra.

k_m = 1.056

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

c = Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

c = 0.20.d

c = 0.20.d = 254.46 mm

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

c = 254.46 mm
 h = 1350 mm
 d = 1272.3 mm

ε_{bi} = 0.0013529

ε_{fe} = 0.0116

k_m.ε_{fu} = 0.0139

0.0116 ≤ 0.0139

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

USAR: ε_{fe} = 0.0116

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c, puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$$

ε_c = 0.003

USAR: ε_c = 0.003

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \quad \varepsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\varepsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

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

$f_{fe} = 2.775 \text{ kN/mm}^2$

10.04 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$\xi = 1.134$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}$$

$\alpha_1 = 0.513$

$$c = \frac{A_s f'_c + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$c = 247.595 \text{ mm}$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 247.60 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$\varepsilon_{bi} = 0.0013529$

$\varepsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\varepsilon_c = 0.003$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

11.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{f_e} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\epsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{f_e} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{f_e} = 0.0120$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{f_e} = 2.881 \text{ kN/mm}^2$$

11.04. Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}^2$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\epsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$$\beta_1 = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{f_e}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 249.450 \text{ mm}$$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ϵ_{f_e} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 249.45 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$\epsilon_{b_i} = 0.0013529$

$\epsilon_{f_e} = 0.0119$

$k_m \cdot \epsilon_{f_u} = 0.0139$

$0.0119 \leq 0.0139$

$$\epsilon_{f_e} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{b_i} \leq k_m \epsilon_{f_u}$$

USAR: $\epsilon_{f_e} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{f_d} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

12.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{f_e} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\epsilon_s = 0.0123$$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \quad \boxed{f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \quad f_{fe} = 2.852 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \quad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \quad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \quad \boxed{\beta_1 = 1.134} \quad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \quad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \quad \boxed{c = 248.939 \text{ mm}}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CALCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

$\varepsilon_{fe} =$ Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.05 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013529 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi} \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

$\varepsilon_s =$ Deformación del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\varepsilon_s = 0.0123$$

13.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \quad \boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$$\boxed{f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2} \quad \boxed{f_{fe} = 2.858 \text{ kN/mm}^2}$$

13.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \quad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \quad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \quad \boxed{\beta_1 = 1.134} \quad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \quad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \quad \boxed{c = 249.049 \text{ mm}}$$

14.0. Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} c &= 249.049 \text{ mm} \\ \varepsilon_s &= 0.0123 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ f_s &= 420.00 \text{ N/mm}^2 \\ f_{fe} &= 2858.16 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_1 &= 1.134 \end{aligned}$$

15.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión para el acero de refuerzo y la CFRP.

Se calcula la resistencia a la flexión del acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 9120.73462 \text{ mm}^2 \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{M_{ns} = 4291.63 \text{ kN-m}}$$

437.475 T-m

Se calcula la resistencia a la flexión de la CFRP mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_f &= 337.000 \text{ mm}^2 \\ d_f &= 1350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{M_{nf} = 1164.32 \text{ kN-m}}$$

118.687 T-m

16.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \\ \psi_f &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$$\phi M_n = 4753.165 \text{ kN-m}$$

484.522 T-m

$$\boxed{M_u = 3887.460 \text{ kN-m}}$$

396.275 T-m

$$\boxed{4753.2 \text{ N/mm}^2 \geq 3887 \text{ N/mm}^2} \text{ CUMPLE}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \frac{\sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2651839 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ 270.32 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013529$
 $Af = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $As = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2481 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 248.10 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$248.1003 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0032 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA
Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

VIGA 10

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.36

$RF_{Anterior} = 0.712$
 $RF_{Nuevo} = 1.31$

1.0. DATOS GENERALES

V-12 Exterior

Datos de la geometría de la sección:

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2.25	m	2250.00	mm
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	0.50	m	500.00	mm
Altura de la viga	$h =$	1.35	m	1350.00	mm
Altura de la losa	$h_f =$	0.17	m	170.00	mm

Datos de la sección de concreto:

Esfuerzo a la compresión del concreto en losa $f'_{c \text{ losa}} =$		14.715	Mpa	150.00	Kg/cm2
Modulo de elasticidad del concreto $E_{c \text{ losa}} =$		18438	Mpa	187955	Kg/cm2
Peso especifico del concreto =		24	kN/m3	2.45	T/m3
Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m3		

Datos del acero de refuerzo:

Modulo de elasticidad del acero $E_s =$		200000	Mpa	2038736	Kg/cm2
Esfuerzo a la fluencia del acero $F_y =$		420	Mpa	4281.35	Kg/cm2
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm		
Ø Varilla estribo viga	$\emptyset =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Numero de varillas=	$N^\circ =$	18			
Acero de refuerzo suministrado	$A_s =$	91.21	cm2	9121	mm ²

Datos de la Fibra de Carbono CFRP:

Modulo de elasticidad de la fibra de carbono	$E_E =$	240000	Mpa	2446483	Kg/cm2
Coefficiente de reduccion ambiental de la FRP	$C_E =$	0.85			
Resistencia a tension ultima del la FRP.	$f'_{fu} =$	4.300	kN/mm2		
Deformacion de rotura de la FRP.	$\epsilon^*_{fu} =$	0.0155	mm/mm		
Numero de capas de la FRP	$n =$	1	capa		
Espesor de la FRP	$t_f =$	0.337	mm/capa		
Ancho de la FRP	$w_f =$	1000	mm		
Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm2		

Datos de Cargas:

Sobrecarga:		HL93			
Momento M_{DD} (inc. peso propio, barandas, barreras, etc)	$M_{DD} =$	148.5424	T-m	1457201	kN-mm
Momento $M_{DW} =$	$M_{DW} =$	10.054	T-m	98631	kN-mm
Momento $M_{LL} =$	$M_{LL} =$	111.724	T-m	1096008	kN-mm
Momento de Servicio $M_S =$	$M_S =$	270.320	T-m	2651839	kN-mm
Momento Ultimo $M_u =$	$M_u =$	396.275	T-m	3887460	kN-mm

2.0. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE DISEÑO DEL FRP.

Las vigas se encuentran expuestas a condiciones ambientales externas, de acuerdo a la tabla 9.1 se obtiene el valor de C_E :

$C_E =$ Coeficiente de reduccion ambiental de la FRP

$f'_{fu} =$ Resistencia a tension ultima del la FRP.

$f_{fu} =$ Resistencia a tension ultima de diseño del la FRP.

$\epsilon^*_{fu} =$ Deformacion de rotura de la FRP.

$\epsilon_{fu} =$ Deformacion de rotura de diseño de la FRP.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

$C_E =$ 0.85

$f'_{fu} =$ 4.3 kN/mm2

$\epsilon^*_{fu} =$ 0.0155 mm/mm

$f_{fu} = C_E \cdot f'_{fu} =$ 3.655 kN/mm2

$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon^*_{fu} =$ 0.013175 mm/mm

3.0. CALCULO DE LA INERCIA AGRIETADA

Ancho superior de la viga	$b_f =$	2250	mm	2.25	m
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	500	mm	0.50	m
Altura de la viga	$h =$	1350	mm	1.35	m
Altura de la losa	$h_f =$	170	mm	0.17	m
Recubrimiento.	$r =$	5.23	cm	52.3	mm
Ø Varilla estribo	$\emptyset_v =$	1/2			
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	1			
Ø Varilla estribo	$\emptyset_v =$	1.27	cm	12.7	mm
Ø Varilla longitudinal de viga	$\emptyset =$	2.54	cm	25.4	mm
Peralte efectivo para refuerzo de viga	$d_v =$	127.23	cm	1272.3	mm
Acero suministrado	$A_s =$	91.2073462	cm ²	9121	mm ²
	$n =$	10.8470			
	$C =$	0.0051			
	$f =$	3.0071			
	$y_t =$	855	mm	0.86	m
	$I_g =$	#####	mm ⁴	17511162.2	cm ⁴
	$x =$	317.66	mm	31.77	cm
	$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴	11232341.4	cm ⁴

4.0. Propiedades de concreto.

	$f'_c =$	14.72	N/mm ²		
$\gamma_c =$ Densidad del concreto	$\gamma_c =$	2320	Kg/m ³		
$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$E_c =$	18438.35	N/mm ²	187954.611	Kg/cm ²
	$E_c =$	18438	Mpa		

5.0. Propiedades del acero de refuerzo existente.

	$A_s =$	9121	mm ²		
	$d =$	1272.3	mm		
$\rho_s = A_s / (b \cdot d)$	$\rho_s =$	0.00319			
$n_s = E_s / E_c$	$n_s =$	10.85			
$\rho_s \cdot n_s =$	$\rho_s \cdot n_s =$	0.03456			

6.0. Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente.

$n =$ Numero de capas	$n =$	1	capa		
$t_f =$ espesor	$t_f =$	0.337	mm/capa		
$w_f =$ Ancho	$w_f =$	1000	mm		
$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f =$ Area transversal de la fibra de carbono	$A_f =$	337.000	mm ²		
$\rho_f = A_f / (b \cdot d) =$ Cuantia de la fibra de carbono	$\rho_f =$	0.00012			
$n_f = E_f / E_c$	$n_f =$	13.02			
$\rho_f \cdot n_f =$	$\rho_f \cdot n_f =$	0.00153			

7.0. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

Este estado se calcula asumiendo que la viga se encuentra fisurada, donde las cargas actuantes en el momento de la instalación del refuerzo son las cargas muertas.

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

$n =$	10.85	
$\rho =$	0.00319	
$k =$	0.231	
$M_s =$	2651839	kN-mm
$I_{CR} =$	112323413532	mm ⁴
$E_c =$	18.44	KN/mm ²
		187954.611 Kg/cm ²
$\varepsilon_{bi} =$	0.0013529	

8.0. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP.

Se debe comparar:

$n =$	1	
$E_f =$	240	kN/mm ²
$t_f =$	0.337	mm
$\varepsilon_{fu} =$	0.013175	mm/mm
$n.E_f.t_f =$	80.88	kN/mm ²

$k_m =$ Coeficiente de adherencia de la fibra.

$$k_m = 1.056$$

9.0. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

$c =$ Distancia del eje neutro desde la fibra superior.

$$c = 0.20.d \quad c = 0.20.d = 254.46 \text{ mm}$$

10.0. ITERACION 1 PARA CALCULO DE C.

10.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

$\varepsilon_{fe} =$ Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$c =$	254.46	mm
$h =$	1350	mm
$d =$	1272.3	mm
$\varepsilon_{bi} =$	0.0013529	
$\varepsilon_{fe} =$	0.0116	

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0116 \leq 0.0139$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_{fe} = 0.0116$$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\text{USAR: } \varepsilon_c = 0.003$$

10.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \epsilon_s = 0.0120$$

10.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{fe} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{fe} = 0.0116$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

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

$f_{fe} = 2.775 \text{ kN/mm}^2$

10.04 Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$\epsilon'_c = 0.00136$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$\xi = 1.134$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c^2}$$

$\alpha_1 = 0.513$

$$c = \frac{A_s f_c + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$c = 247.595 \text{ mm}$

11.0. ITERACION 2 PARA CALCULO DE C.

11.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ϵ_{fe} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 247.60 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$\epsilon_{bi} = 0.0013529$

$\epsilon_{fe} = 0.0120$

$k_m \cdot \epsilon_{fu} = 0.0139$

$0.0120 \leq 0.0139$

USAR: $\epsilon_{fe} = 0.0120$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

11.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{f_e} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = \boxed{\epsilon_s = 0.0124}$$

11.03. Calculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

f_s = Nivel de resistencia en el refuerzo de acero

f_{f_e} = Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

$E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{f_e} = 0.0120$

$F_y = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2$$

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

$$f_{f_e} = 2.881 \text{ kN/mm}^2$$

11.04. Calculo de las fuerzas resultantes internas y verificacion del equilibrio.

$f'_c = 14.715 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 18438.35 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_c = 0.00300$

$A_s = 9120.73 \text{ mm}^2$

$A_f = 337.00 \text{ mm}^2$

$b = 2250.00 \text{ mm}^2$

$$\epsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

$$\epsilon'_c = 0.00136$$

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c}$$

$$\beta_1 = 1.134$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = 0.513$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{f_e}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = 249.450 \text{ mm}$$

12.0. ITERACION 3 PARA CALCULO DE C.

12.01. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP.

ϵ_{f_e} = Nivel efectivo de deformacion en refuerzo FRP.

$c = 249.45 \text{ mm}$

$h = 1350 \text{ mm}$

$d = 1272.3 \text{ mm}$

$\epsilon_{b_i} = 0.0013529$

$\epsilon_{f_e} = 0.0119$

$k_m \cdot \epsilon_{f_u} = 0.0139$

$0.0119 \leq 0.0139$

$$\epsilon_{f_e} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{b_i} \leq k_m \epsilon_{f_u}$$

USAR: $\epsilon_{f_e} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformacion del concreto en la falla, ϵ_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\epsilon_c = (\epsilon_{f_u} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$\epsilon_c = 0.003$

USAR: $\epsilon_c = 0.003$

12.02. Calculo de la deformacion en el acero del reforzamiento existente

ϵ_s = Deformacion del acero en su estado limite ultimo.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{f_e} + \epsilon_{b_i}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) =$$

$$\epsilon_s = 0.0123$$

12.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} E_s &= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ E_f &= 240 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \\ F_y &= 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y} \quad \boxed{f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}}$$

$$f_s = 0.4200 \text{ kN/mm}^2 \quad f_{fe} = 2.852 \text{ kN/mm}^2$$

12.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$$\begin{aligned} f'_c &= 14.715 \text{ N/mm}^2 \\ E_c &= 18438.35 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_c &= 0.00300 \\ A_s &= 9120.73 \text{ mm}^2 \\ A_f &= 337.00 \text{ mm}^2 \\ b &= 2250.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}} \quad \boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}} \quad \boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{\varepsilon'_c = 0.00136} \quad \boxed{\beta_1 = 1.134} \quad \boxed{\alpha_1 = 0.513} \quad \boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}} \quad \boxed{c = 248.939 \text{ mm}}$$

13.0. ITERACION 70 PARA CALCULO DE C.

13.01. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP.

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en refuerzo FRP.

$$\begin{aligned} c &= 249.05 \text{ mm} \\ h &= 1350 \text{ mm} \\ d &= 1272.3 \text{ mm} \\ \varepsilon_{bi} &= 0.0013529 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0119 \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}}$$

$$k_m \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0139$$

$$0.0119 \leq 0.0139$$

USAR: $\varepsilon_{fe} = 0.0119$

Falla de aplastamiento del concreto

Si el FRP controla la falla, la deformación del concreto en la falla, ε_c , puede ser menor que 0.003 y puede ser calculado usando la siguiente formula:

$$\boxed{\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)}$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

USAR: $\varepsilon_c = 0.003$

13.02. Cálculo de la deformación en el acero del reforzamiento existente

ε_s = Deformación del acero en su estado limite ultimo.

$$\boxed{\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)}$$

$$\boxed{\varepsilon_s = 0.0123}$$

13.03. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP.

$f_s =$ Nivel de resistencia en el refuerzo de acero
 $f_{fe} =$ Nivel de resistencia en el refuerzo FRP.

$E_s = 200$ kN/mm²
 $E_f = 240$ kN/mm²
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $F_y = 0.4200$ kN/mm²

$$\boxed{f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y}$$

$$\boxed{f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe}}$$

$f_s = 0.4200$ kN/mm² $f_{fe} = 2.858$ kN/mm²

13.04. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.

$f'_c = 14.715$ N/mm²
 $E_c = 18438.35$ N/mm²
 $\varepsilon_c = 0.00300$
 $A_s = 9120.73$ mm²
 $A_f = 337.00$ mm²
 $b = 2250.00$ mm

$$\boxed{\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}}$$

$$\boxed{\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}}$$

$$\boxed{\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}}$$

$$\boxed{c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}}$$

$\varepsilon'_c = 0.00136$ $\beta_1 = 1.134$ $\alpha_1 = 0.513$ $c = 249.049$ mm

14.0. Ajuste de c hasta que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho.

Para obtener el valor de c, se realizó iteraciones para que el equilibrio de fuerzas sea satisfecho, donde se tienen los siguientes resultados:

$c = 249.049$ mm
 $\varepsilon_s = 0.0123$
 $\varepsilon_{fe} = 0.0119$
 $f_s = 420.00$ N/mm²
 $f_{fe} = 2858.16$ N/mm²
 $\beta_1 = 1.134$

15.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión para el acero de refuerzo y la CFRP.

Se calcula la resistencia a la flexión del acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_s = 9120.73462$ mm²
 $d = 1272.3$ mm

$$\boxed{M_{ns} = 4291.63 \text{ kN-m}}$$

437.475 T-m

Se calcula la resistencia a la flexión de la CFRP mediante la siguiente fórmula:

$$\boxed{M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)}$$

$A_f = 337.000$ mm²
 $d_f = 1350$ mm

$$\boxed{M_{nf} = 1164.32 \text{ kN-m}}$$

118.687 T-m

16.0. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

$$\phi = \boxed{0.90}$$

$$\psi_f = \boxed{0.85}$$

$$\boxed{\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]}$$

$$\phi M_n = 4753.165 \text{ kN-m}$$

484.522 T-m

$$\boxed{M_u = 3887.460 \text{ kN-m}}$$

396.275 T-m

$$\boxed{4753.2 \text{ N/mm}^2 \geq 3887 \text{ N/mm}^2} \text{ CUMPLE}$$

EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ULTIMO. OK

17.0. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

$\rho_s \cdot n_s = 0.03456$
 $\rho_f \cdot n_f = 0.00153$
 $d_f = 1350 \text{ mm}$
 $d = 1272.3 \text{ mm}$

$k = 0.235$

$kd = 299.42 \text{ mm}$

18.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y verificación de que sea menor al límite recomendado.

$M_s =$ Momento de servicio.

$M_s = 2651839 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ 270.32 T-m

$\varepsilon_{bi} = 0.0013529$
 $A_f = 337.000 \text{ mm}^2$
 $E_f = 240 \text{ kN/mm}^2$
 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
 $A_s = 9120.73462 \text{ mm}^2$

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right) (d_f - kd)}$$

$f_{s,s} = 0.2481 \text{ kN/mm}^2$

$f_{s,s} = 248.10 \text{ N/mm}^2$

Comparando con el límite recomendado:

$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$

$0.80 \cdot f_y = 420.00 \text{ N/mm}^2$

$248.1003 \text{ N/mm}^2 \leq 420.0000 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS

19.0. Cálculo del nivel de esfuerzo en el FRP y verificando que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$f_{f,s} = -0.0032 \text{ kN/mm}^2$

Cálculo del límite de esfuerzo por rotura por fluencia plástica del FRP.

$f_{fu} = 3.655 \text{ kN/mm}^2$

$F_{f,s} = 0.55 f_{fu}$

$F_{f,s} = 2.010 \text{ kN/mm}^2$

Comparando los resultados obtenidos

$-0.003 \text{ N/mm}^2 \leq 2.010 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE

EL NIVEL DE ESFUERZO EN EL FRP ESTA DENTRO DE LOS LIMITES RECOMENDADOS PARA ROTURA POR FLUENCIA PLASTICA
Cálculo del RF usando el nuevo Momento Nominal

Donde:

$j_c = 0.85$

$j_s = 1$

$j = 0.9$

$C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$

$g_{DC} = 1.25$

$g_{DW} = 1.5$

$g_P = 1$

$g_L = 1.75$

Condición estructural del miembro: Malo
Factor de sistema

VIGA 12

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.00
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	10.19
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	173.53
Mn	538.36

$RF_{Anterior} = 0.712$
 $RF_{Nuevo} = 1.31$

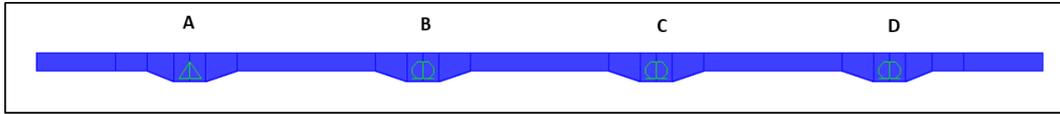
ANEXO N°9:

DESARROLLO DEL RF EN LA LOSA DEL PUENTE

ANEXO N°9: DESARROLLO DEL RF EN LA LOSA DEL PUENTE

ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LOSA

La losa se diseñará como una viga continua, que estará apoyada sobre las vigas principales y que soportará las cargas mencionadas.



Peso propio		
Peso de asfalto	$W_{DW} = 0.11$	T/m
Peso de vereda (01)	$W_{VEREDA} = 0.36$	T/m
Peso de baranda (01)	$W_{BARANDA} = 0.20$	T/m
Sobrecarga peatonal (por vereda)	$W_{PL} = 0.37$	T/m
Sobrecarga vehicular (01 rueda).	$LL = 7.39$	T

Diagrama de Momentos por peso propio DC

$V_{DC} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	4.60	kN	0.47	T
$V_{DC} \text{ APOYO C (-)}$	4.60	kN	0.47	T
$M_{DC} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	-2.60	kN-m	-0.27	T-m
$M_{DC} \text{ APOYO C (-)}$	-5.40	kN-m	-0.55	T-m
$M_{DC} \text{ TRAMO BC (+)}$	1.30	kN-m	0.13	T-m
$M_{DC} \text{ TRAMO CD (+)}$	0.20	kN-m	0.02	T-m

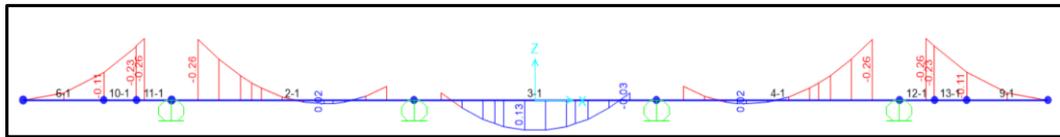
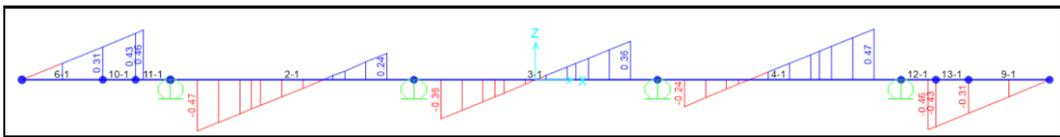


Diagrama de Momentos por Peso Baranda Metalica

$V_{DC_BARANDA} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	2.00	kN	0.20	T
$V_{DC_BARANDA} \text{ APOYO C (-)}$	1.50	kN	0.15	T
$M_{DC_BARANDA} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	-2.20	kN-m	-0.22	T-m
$M_{DC_BARANDA} \text{ APOYO C (-)}$	0.00	kN-m	0.00	T-m
$M_{DC_BARANDA} \text{ TRAMO BC (+)}$	0.50	kN-m	0.05	T-m
$M_{DC_BARANDA} \text{ TRAMO CD (+)}$	-2.40	kN-m	-0.24	T-m

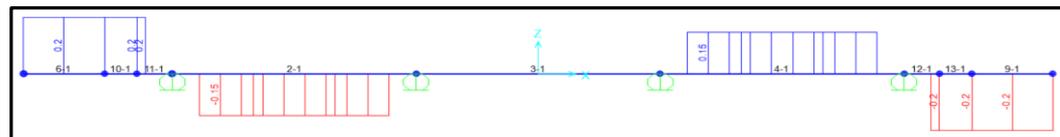


Diagrama de Momentos por Peso Vereda

$V_{DC_VEREDA} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	0.00	kN	0.00	T
$V_{DC_VEREDA} \text{ APOYO C (-)}$	0.00	kN	0.00	T
$M_{DC_VEREDA} \text{ VOLADO NUDO D (-)}$	0.00	kN-m	0.00	T-m
$M_{DC_VEREDA} \text{ APOYO C (-)}$	0.00	kN-m	0.00	T-m
$M_{DC_VEREDA} \text{ TRAMO BC (+)}$	0.00	kN-m	0.00	T-m
$M_{DC_VEREDA} \text{ TRAMO CD (+)}$	0.00	kN-m	0.00	T-m

Diagrama de Momentos por Peso Asfalto

$V_{DC_ASFALTO\ VOLADO\ NUDO\ D\ (-)}$	0.40 kN	0.04 T
$V_{DC_ASFALTO\ APOYO\ C\ (-)}$	1.00 kN	0.10 T
$M_{DC_ASFALTO\ VOLADO\ NUDO\ D\ (-)}$	-0.80 kN-m	-0.08 T-m
$M_{DC_ASFALTO\ APOYO\ C\ (-)}$	-0.20 kN-m	-0.02 T-m
$M_{DC_ASFALTO\ TRAMO\ BC\ (+)}$	0.20 kN-m	0.02 T-m
$M_{DC_ASFALTO\ TRAMO\ CD\ (+)}$	0.30 kN-m	0.03 T-m

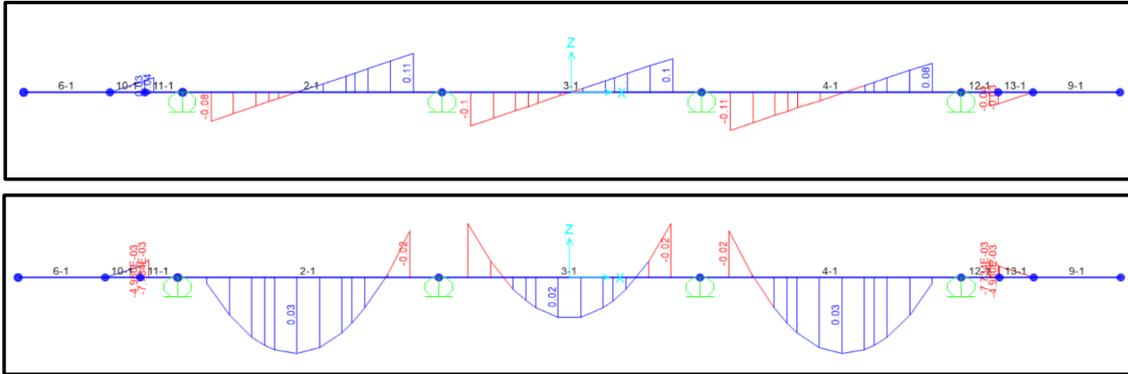
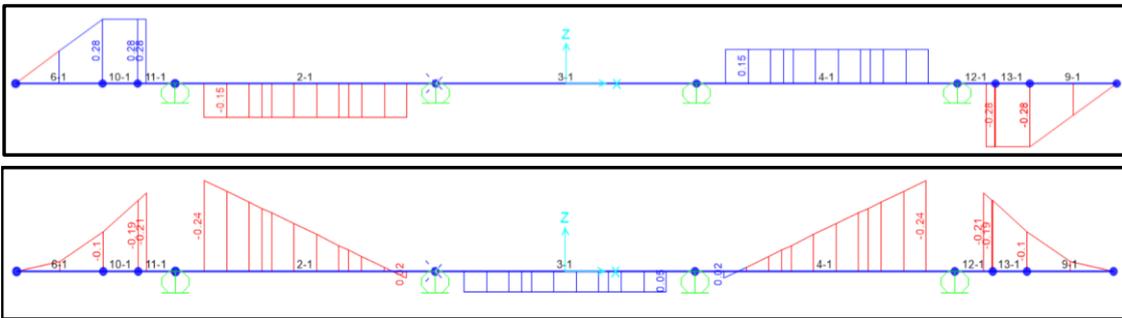


Diagrama de Momentos por Sobrecarga Peatonal.

$V_{DC_S/C\ PEATONAL\ VOLADO\ NUDO\ D\ (-)}$	2.80 kN	0.29 T
$V_{DC_S/C\ PEATONAL\ APOYO\ C\ (-)}$	1.50 kN	0.15 T
$M_{DC_S/C\ PEATONAL\ VOLADO\ NUDO\ D\ (-)}$	-2.10 kN-m	-0.21 T-m
$M_{DC_S/C\ PEATONAL\ APOYO\ C\ (-)}$	0.00 kN-m	0.00 T-m
$M_{DC_S/C\ PEATONAL\ TRAMO\ BC\ (+)}$	0.50 kN-m	0.05 T-m
$M_{DC_S/C\ PEATONAL\ TRAMO\ CD\ (+)}$	-0.20 kN-m	-0.02 T-m



Ancho transversal de carga de rueda.

Para reaccion y momento en viga exterior:
 $E = 1.14 + 0.833.X$

$X = 0.375$ m

$E = 1.452$ m

Para momentos positivos
 $E = 0.66 + 0.55.S$

$S = 2.25$ m

$E = 1.898$ m

Para Momentos Negativos.
 $E = 1.22 + 0.25.S$

$S = 2.25$ m

$E = 1.783$ m

Momento y cortante negativo en volado en D.

$M_{LL+IM} = -36.14$ kN-m

-3.68 T-m

$m/E.M_{LL+IM} = -24.88$ kN-m

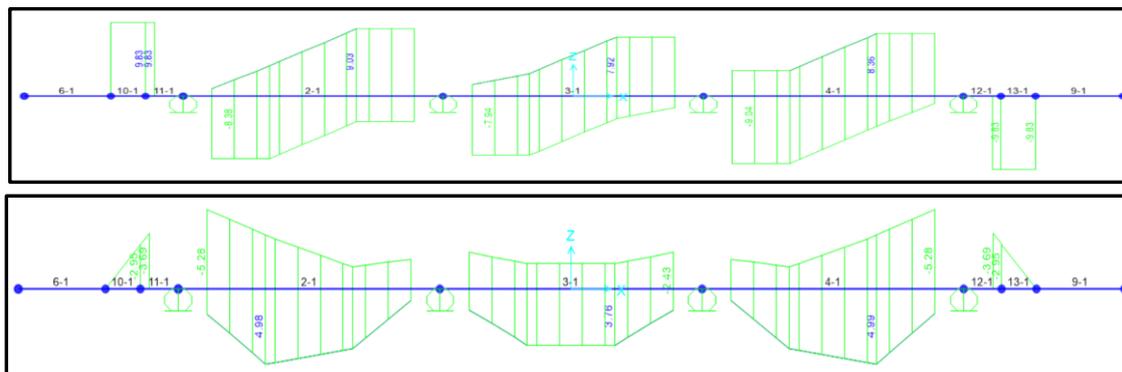
-2.54 T-m

$V_{LL+IM} = 96.39$ kN

9.83 T

$m/E.V_{LL+IM} = 66.37$ kN

6.77 T



Momento y cortante negativo en apoyo interior C.

$$M_{LL+IM} = -23.85 \text{ kN-m} \quad -2.43 \text{ T-m} \quad V_{LL+IM} = 77.70 \text{ kN} \quad 7.92 \text{ T}$$

$$m/E.M_{LL+IM} = -13.38 \text{ kN-m} \quad -1.36 \text{ T-m} \quad m/E.V_{LL+IM} = 43.59 \text{ kN} \quad 4.44 \text{ T}$$

Momento positivo en el tramo BC.

$$M_{LL+IM} = 36.85 \text{ kN-m} \quad 3.76 \text{ T-m}$$

$$m/E.M_{LL+IM} = 19.42 \text{ kN-m} \quad 1.98 \text{ T-m}$$

Momento positivo en el tramo CD.

$$M_{LL+IM} = 48.89 \text{ kN-m} \quad 4.98 \text{ T-m}$$

$$m/E.M_{LL+IM} = 25.77 \text{ kN-m} \quad 2.63 \text{ T-m}$$

RESUMEN DE CARGAS

	Tabla resumen de momentos, T-m			
	D	C	centro B-C	centro C-D
PESO PROPIO	-0.27	-0.55	0.13	0.02
BARANDA	-0.22	0.00	0.05	-0.24
VEREDA	0.00	0.00	0.00	0.00
ASFALTO	-0.08	-0.02	0.02	0.03
S/C PEATONAL	-0.21	0.00	0.05	-0.02
S/C HL-93	-2.54	-1.36	1.98	2.63

	Tabla resumen de Cortantes, T	
	D	C
PESO PROPIO	0.47	0.47
BARANDA	0.20	0.15
VEREDA	0.00	0.00
ASFALTO	0.04	0.10
S/C PEATONAL	0.29	0.15
S/C HL-93	6.77	4.44

Cálculo de la resistencia nominal de la losa:

Ancho de losa	b =	1.00	m	1000	mm
Espesor de la losa en el apoyo	h1 =	0.30	m	300	mm
Espesor de la losa en el centro de losa	h2 =	0.17	m	170	mm
Esfuerzo de compresión	f'c =	210.00	Kg/cm2	20.60	Mpa
Esfuerzo de Fluencia del acero	Fy =	4281.35	Kg/cm2	420.00	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	Es =	2038736	Kg/cm2	200000.0	Mpa
Recubrimiento superior, en el apoyo	r _s =	2.50	cm		
Recubrimiento inferior, en el centro de losa	r _i =	2.50	cm		
Módulo de elasticidad del concreto	Ec =	233914	Kg/cm2	22947.00	Mpa
Ø Varilla longitudinal superior de losa	Ø =	5/8"	in		
Espaciamiento	S =	30.00	cm		
Peralte efectivo para refuerzo superior	d _s =	27.19	cm	27187.5	mm
Ø Varilla longitudinal inferior de losa	Ø =	5/8"	in		
Espaciamiento	S =	20.00	cm		
Peralte efectivo para refuerzo inferior	d _i =	14.19	cm	14187.5	mm

Momento resistente para momento positivo:

As_varilla	Av =	1.98	cm2	
As_Colocado	Acalc =	9.89663	cm2	
Peralte efectivo para refuerzo inferior	d _i =	14.19	cm	
Altura de compresion del concreto	a =	2.37	cm	
Momento Nominal	Mn =	54.03826	kN-m	5.508 T-m

Momento resistente para momento negativo:

As_varilla	Av =	1.98	cm2	
As_Colocado	Acalc =	6.597754	cm2	
Peralte efectivo para refuerzo superior	d _i =	27.19	cm	
Altura de compresion del concreto	a =	1.58	cm	
Momento Nominal	Mn =	73.14553	kN-m	7.456 T-m

Donde:

$j_c = 1$
 $j_s = 1$
 $j = 0.9$
 $C = \varphi_c \cdot \varphi_s \cdot \varphi \cdot M_n$
 $g_{DC} = 1.25$
 $g_{DW} = 1.5$
 $g_P = 1.75$
 $g_L = 1.75$

Condicion estructural del miembro: Bueno
 Factor de sistema

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC}) \cdot (DC) - (\gamma_{DW}) \cdot (DW) + -(\gamma_P) \cdot (P)}{(\gamma_L) \cdot (LL)}$$

Calculo de RF por flexión, en

EL APOYO D

	Momento, T-m
PESO PROPIO	-0.27
BARANDA	-0.22
VEREDA	0.00
ASFALTO	-0.08
S/C PEATONAL	-0.21
S/C HL-93	-2.54
Mn	7.46

RF=	1.26
Mu=	5.547494
Mn=	7.456 6.710599

EL APOYO C

	Momento, T-m
PESO PROPIO	-0.55
BARANDA	0.00
VEREDA	0.00
ASFALTO	-0.02
S/C PEATONAL	0.00
S/C HL-93	-1.36
Mn	7.46

RF=	2.51
Mu=	3.10552
Mn=	7.456 6.710599

EL TRAMO CENTRAL B-C

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.13
BARANDA	0.05
VEREDA	0.00
ASFALTO	0.02
S/C PEATONAL	0.05
S/C HL-93	1.98
Mn	5.51

RF=	1.38
Mu=	3.813507
Mn=	5.508 4.957639

EL TRAMO CENTRAL C-D

	Momento, T-m
PESO PROPIO	0.02
BARANDA	-0.24
VEREDA	0.00
ASFALTO	0.03
S/C PEATONAL	-0.02
S/C HL-93	2.63
Mn	5.51

RF=	1.00
Mu=	4.326156
Mn=	5.508 4.957639

Yo, Ing. Arriola Moscoso, Cecilia

Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, sede Lima Norte), revisor(a) de la tesis titulada:

"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018"

del (de la) estudiante KATERIN NATALIT MACEDO BLAS

constato que la investigación tiene un índice de similitud de ..27.. % verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Los Olivos, 14 de junio del 2019



 Firma

Nombres y apellidos del (de la) docente:

..... Cecilia Arriola Moscoso

DNI: ..43851809.....

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

Resumen de coincidencias

27 %
Se están viendo fuentes estándar
Ver fuentes en inglés (Bueno)

Coincidencias

1	Entregado a Universida... Fuente de coincidencias	10 %
2	es, el del estatus, net Fuente de coincidencias	2 %
3	repositorio y desarrollo edu... Fuente de coincidencias	2 %
4	dispace ucrones.edu.ec Fuente de coincidencias	2 %
5	os, upines Fuente de coincidencias	1 %

27
[Icons: Print, Copy, Paste, Refresh, etc.]

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
"Evaluación Estructural Mediante el Método LRFER en Puentes de Concreto y Reforzamiento en el Puente Chaucay, Distrito de Chaucay, 2018"
[E] TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

AL TORA:
Macedo Blas, Katerin Natalia

ASESOR:
Mg. Ing. Amelia Morcoso Corallo

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
Dicho Sismico y Estructural



 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV	Código : F08-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo KATERIN NATALIT MACEDO BLAS, identificado
 con DNI N° 77388467,

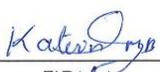
Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X), No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado:

“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFR EN PUENTES DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANCAY, DISTRITO DE CHANCAY, 2018 “

en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derechos de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

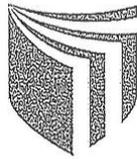
.....



 FIRMA
 DNI: 77388467

FECHA: 13 de diciembre del 2018

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
La Escuela de Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

MACEDO BLAS, KATERIN NATALY

INFORME TITULADO:

*EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO LRFD EN PUENTES
DE CONCRETO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE CHANKAY, DISTRITO
DE CHANKAY, 2018*

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

Ingeniero Civil

SUSTENTADO EN FECHA:

13/12/2018

NOTA O MENCIÓN :

16 (Diez y seis)

Firma del Coordinador de Investigación de
Ingeniería Civil

