



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Análisis Comparativo de Métodos de Reforzamiento Estructural para
mejorar la Viabilidad en el Edificio Reducto, Miraflores

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Miranda Castillo, Carlos
ORCID: 0000-0002-2375-8864

Yañez Ponce, Diego
ORCID: 0000-0001-5779-0873

ASESOR

Gárate Cáceres, Francisco Héctor
ORCID: 0000-0003-0413-3399

Lima, Perú

2022

Metadatos Complementarios

Datos del autor(es)

Miranda Castillo, Carlos

DNI: 73050929

Yañez Ponce, Diego

DNI: 75435802

Datos de asesor

Gárate Cáceres, Francisco Héctor

DNI: 7640930

Datos del jurado

JURADO 1

Donayre Córdova, Oscar Eduardo

DNI: 06162939

ORCID: 0000-0002-4778-3789

JURADO 2

Carmenates Hernandez, Dayma Sadami

DNI: 2944620

ORCID: 0000-0001-5482-7562

JURADO 3

López Silva, Maiquel

DNI: 2946058

ORCID: 0000-0002-0946-6160

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01

Código del Programa: 732016

DEDICATORIA

A mi familia por ser mi razón de superación; a mis amigos por su incondicional compañía y a todas las personas que siempre confiaron en mí y no dejaron de apoyarme con sinceridad.

Miranda Castillo Carlos

A mis padres por siempre creer en mí y apoyarme en todas mis metas; a mi hermano; mi novia; mi familia y amigos que siempre me dieron ánimos para seguir adelante.

Yañez Ponce Diego

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a nuestra casa de estudios, la Universidad Ricardo Palma y asesores por su conocimiento y apoyo brindado durante esta etapa. Agradecemos de igual manera a la Empresa Top Consult Ingeniería SAC y a los ingenieros William Baca y Luis Flores, por facilitarnos la información del proyecto utilizado para esta investigación.

Miranda Castillo Carlos y

Yañez Ponce Diego

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
ABSTRACT.....	ii
INTRODUCCIÓN.....	iii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos.....	1
1.2 Objetivo general y específico	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática	3
1.3.1 Delimitación Temporal	3
1.3.2 Delimitación Espacial	3
1.3.3 Delimitación temática	3
1.4 Justificación e importancia.....	4
1.4.1 Justificación teórica.....	4
1.4.2 Justificación práctica.....	4
1.4.3 Justificación social	4
1.4.4 Justificación ambiental.....	4
1.4.5 Importancia	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del estudio de investigación.....	5
2.1.1 Antecedentes internacionales	5
2.1.2 Antecedentes nacionales	7
2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio.....	9
2.2.1 Reforzamiento estructural	9
2.2.2 Clasificación de métodos de reforzamiento estructural	10
2.2.3 Instalación de la fibra de carbono	11
2.2.4 Filosofía de diseño	12
2.2.5 Reforzamiento de los estados límites.....	12
2.2.6 Selección de sistemas de FRP.....	12
2.2.7 Propiedades del material de diseño.....	13
2.2.8 Reforzamiento a flexión.....	14
2.2.9 Fuerza última de la sección rectangular	16

2.2.10	Refuerzo de corte	17
2.2.11	Resistencia nominal al corte.....	18
2.2.12	Reforzamiento con acero estructural.....	20
2.2.13	Reforzamiento con perfiles metálicos.....	21
2.2.14	Refuerzo a flexión	22
2.2.15	Refuerzo con acero estructural.....	23
2.2.16	Criterios de diseño en acero	24
2.2.17	Diseño por flexión de perfiles de acero.....	24
2.2.18	Conexiones.....	26
2.2.19	Anclaje químico o sellado químico.....	27
2.2.20	Viabilidad.....	27
2.2.21	Comportamiento estructural.....	27
2.2.22	Deformación:.....	28
2.3	Definición de términos básicos	29
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS		31
3.1	Hipótesis.....	31
3.1.1	Hipótesis principal	31
3.1.2	Hipótesis secundarias	31
3.2	Variables.....	31
3.2.1	Definición conceptual de variables	31
3.2.2	Variable Independiente	31
3.2.3	Variable dependiente.....	31
3.3	Operacionalización de las variables	32
3.4	Matriz de Operacionalización de las variables.....	32
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		33
4.1	Tipo y nivel	33
4.1.1	Tipo	33
4.1.2	Nivel.....	33
4.2	Diseño de investigación.....	33
4.3	Población y muestra	34
4.3.1	Población.....	34
4.3.2	Muestra.....	34
4.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	34
4.4.1	Técnicas.....	34

4.4.2	Instrumentos	34
4.4.3	Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos	35
4.4.4	Procedimientos para la recolección de datos	35
4.5	Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	36
4.6	Matriz de Consistencia	36
CAPÍTULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN		37
5.1	Análisis Estructural	37
5.1.1	Modelo matemático en ETABS	37
5.1.2	Verificación de cuantías	54
5.1.3	Cálculo de momento nominal	55
5.1.4	Obtención de los nuevos momentos últimos de diseño	56
5.1.5	Obtención de los nuevos cortantes últimos de diseño.....	58
5.1.6	Verificación de elementos a reforzar	60
5.2	Diseño de reforzamiento con fibras de carbono	62
5.2.1	Propiedades de sección y materiales	63
5.2.2	Cálculo de las propiedades de la sección estado elástico agrietado.....	64
5.2.3	Cálculo de la sección reforzada con FRP.....	66
5.2.4	Cálculo de la resistencia por flexión	66
5.2.5	Cálculo del momento resistente de la sección	70
5.2.6	Verificación de la capacidad por cortante de la sección	70
5.2.7	Verificación del nivel de resistencia sin FRP	71
5.2.8	Cálculo de cortante por FRP	72
5.2.9	Resistencia de la sección reforzada con FRP a cortante	74
5.2.10	Límites de refuerzo según el ACI-440	74
5.2.11	Resultados	75
5.3	Diseño de reforzamiento con Acero Estructural	76
5.3.1	Pre dimensionamiento de viga metálica.....	77
5.3.2	Clasificación del perfil por su esbeltez	78
5.3.3	Revisión de longitud no arriostrada	79
5.3.4	Cálculo del momento resistente de la sección	80
5.3.5	Conexiones con pernos de alta resistencia	82
5.3.6	Resultados	85
5.4	Resultados de las deflexiones en los paños de losa y los momentos resultantes. .	86
5.5	Metrado y presupuesto de los métodos de reforzamiento.	87

5.6	Cronograma del Tiempo de Ejecución de los métodos de reforzamiento.....	92
5.7	Resultados de la comparación técnica del reforzamiento de la estructura.....	93
5.8	Resultados de la comparación económica.....	95
5.9	Resultados de la comparación de tiempos de ejecución.....	95
5.10	Contrastación de hipótesis.....	95
	CONCLUSIONES	97
	RECOMENDACIONES	98
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
	ANEXOS.....	102
	Anexo 1: Matriz de Consistencia.....	102
	Anexo 2: Matriz de operacionalización de variables.....	103
	Anexo 3: Hojas de cálculo para verificación de cuantías de acero en vigas	104
	Anexo 4: Hojas de cálculo para hallar momento nominal y momento último de diseño en vigas y losas	107
	Anexo 5: Hojas de cálculo para hallar cortante nominal y cortante último de diseño en vigas	110
	Anexo 6: Hoja técnica de fibra de carbono Tyfo SCH-41 de FYFE	113
	Anexo 7: Hojas de cálculo de reforzamiento con FRP por flexión en vigas	115
	Anexo 8: Hojas de cálculo de reforzamiento con FRP por flexión en losas	143
	Anexo 9: Hojas de cálculo para refuerzo con FRP en vigas.....	191
	Anexo 10: Hojas de cálculo para refuerzo con acero estructural	229
	Anexo 11: Análisis de precios unitarios de partidas principales de reforzamiento	253
	Anexo 12: Permiso de la empresa Top Consult Ingeniería para uso de información de Edificio Reducto – Miraflores.....	254

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1 Factores de reducción ambiental para sistemas FRP	14
Tabla N°2 Factores de reducción adicionales para el refuerzo de corte FRP.....	19
Tabla N°3 Cuadro de usos de acero.....	20
Tabla N°4 Propiedades del acero.....	21
Tabla N°5 Cargas vivas por archivo móvil y Data Center	45
Tabla N°6 Verificación de vigas a reforzar por flexión.....	60
Tabla N°7 Verificación de vigas a reforzar por cortante	61
Tabla N°8 Verificación de momentos y flechas máximas permisibles en losas	62
Tabla N°9 Resumen de refuerzos con fibra de carbono por flexión en vigas	75
Tabla N°10 Resumen de refuerzos con fibra de carbono por flexión en pre losa	75
Tabla N°11 Resumen de refuerzos con fibra de carbono por corte en vigas.....	76
Tabla N°12 Resumen de conexiones de viga metálica y viga de concreto armado.....	85
Tabla N°13 Resumen de reforzamiento con acero estructural en losas.....	86
Tabla N°14 Perfiles W que compensan las deflexiones de losa excesivas.....	87
Tabla N°15 Resumen de metrados totales en alternativas de reforzamiento.....	90
Tabla N°16 Plazos de ejecución por alternativa	93
Tabla N°17 Comparación de momentos resistentes por método de reforzamiento.....	94
Tabla N°18 Comparación económica de los métodos de reforzamiento.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1: Ubicación de edificio Reducto.....	3
Figura N°2: Modos de falla de sistemas de FRP adheridos externamente	15
Figura N°3: Sistemas de anclaje de FRP	16
Figura N°4: Distribución interna de esfuerzos para una sección rectangular.....	16
Figura N°5: Esquemas de refuerzo típicos para el refuerzo de corte con FRP.....	18
Figura N°6: Variables dimensionales para el cálculo de refuerzo FRP por cortante	19
Figura N°7: Perfiles metálicos bajo viguetas, apoyados en muro de carga.....	23
Figura N°8: Fijación de una viga de acero sobre una viga de hormigón.....	26
Figura N°9: Componentes de efectos internos en cuerpo sometido a fuerzas.....	27
Figura N°10: Diagrama de flujo de procedimiento para la comparación de los métodos de reforzamiento estructural en cuanto a comportamiento estructural.....	35
Figura N°11: Diagrama de flujo de procedimiento para la evaluación e la influencia en el costo de ejecución entre todos los métodos de reforzamiento estructural.	36
Figura N°12: Diagrama de flujo de procedimiento para la evaluación de la influencia en el tiempo de ejecución entre los métodos de reforzamiento estructural....	36
Figura N°13: Planta típica de encofrado del 4to al 12vo Nivel	37
Figura N°14: Trazo de ejes de edificación en el programa ETABS para modelado	37
Figura N°15: Definición del material concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	38
Figura N°16: Definición del material acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	39
Figura N°17: Ubicación en planta de sección de viga V-T01 (0.70x0.70).....	40
Figura N°18: Definición de sección de viga V-T01 (0.70x0.70).....	40
Figura N°19: Sección típica de pre losa aligerada.....	41
Figura N°20: Definición de sección de pre losa aligerada $e = 0.30\text{m}$	41
Figura N°21: Dibujo de planta en el programa ETABS	42
Figura N°22: Asignación de diafragma rígido.....	43
Figura N°23: Definición de patrones de carga.....	43
Figura N°24: Ubicación de estantería móvil en el Piso 06.....	44
Figura N°25: Ubicación de estantería móvil en el Piso 08	44
Figura N°26: Ubicación de Data Center en el Piso 09	44
Figura N°27: Ubicación de estantería móvil en el Piso 10	45
Figura N°28: Asignación de carga muerta en losas (100 kg/m^2).....	46
Figura N°29: Asignación de carga viva en losas ($400\text{-}1200 \text{ kg/m}^2$).....	46

Figura N°30: Modelo tridimensional de los pisos 6, 8, 9 y 10	47
Figura N°31: Fuerzas cortantes, momentos flectores y flecha máxima en viga.....	47
Figura N°32: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 6.....	48
Figura N°33: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 8.....	48
Figura N°34: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 9.....	49
Figura N°35: Diagramas de Fuerzas Cortantes de vigas de piso 10.....	49
Figura N°36: Diagramas de Momentos Flectores en vigas de piso 6.....	50
Figura N°37: Diagramas de Momentos Flectores en vigas de piso 8.....	50
Figura N°38: Diagramas de Momentos Flectores de vigas de piso 9.....	51
Figura N°39: Diagramas de Momentos Flectores de vigas de piso 10.....	51
Figura N°40: Diagramas de Momentos Flectores en pre losas aligeradas piso 6.....	52
Figura N°41: Diagramas de Momentos Flectores en pre losas aligeradas piso 8.....	52
Figura N°42: Momentos flectores en pre losas aligeradas piso 9.....	53
Figura N°43: Momentos flectores en pre losas aligeradas piso 10.....	53
Figura N°44: Momentos máximos de carga muerta en VT-04 del piso 6	56
Figura N°45: Momentos máximos de carga muerta en VT-04 del piso 6	57
Figura N°46: Cortante máximo por carga muerta en VT-04 del piso 6	59
Figura N°47: Cortante máximo por carga viva en VT-04 del piso 6.....	59
Figura N°48: Colocación de viguetas que compensan deflexiones	81
Figura N°49: Deflexión máxima de paño con vigas metálicas.....	82
Figura N°50: Metrado de fibra de carbono por flexión en vigas	88
Figura N°51: Metrado de fibra de carbono por corte en vigas	88
Figura N°52: Metrado de fibra de carbono por flexión en pre losas aligeradas	89
Figura N°53: Metrado de acero estructural por flexión en pre losas	90
Figura N°54: Presupuesto de Alternativa 1: Reforzamiento con fibras de carbono.....	91
Figura N°55: Presupuesto de Alternativa 2: Reforzamiento con acero estructural	91
Figura N°56: Cronograma de Gantt del Reforzamiento con fibras de carbono.....	92
Figura N°57: Cronograma de Gantt del Reforzamiento con Acero Estructural	93

RESUMEN

La presente investigación buscó analizar dos métodos de reforzamientos estructural, el reforzamiento con Fibra de Carbono (CFRP) y el reforzamiento con Acero Estructural, con el objetivo de mejorar la viabilidad del Edificio Reducto en Miraflores, Lima.

El edificio presentó nuevas solicitaciones a causa de la colocación de una nueva sobrecarga (archivo móvil y data center) en ciertos pisos. Para el estudio se comenzó con el análisis de la estructura donde se utilizó el software ETABB.v19 con los datos proporcionados de un informe técnico realizado previamente por la empresa Top Consult Ingeniería SAC. Como resultado se pudo visualizar que algunas vigas de concreto armado y ciertos paños de losa aligerada necesitaban refuerzo. Posteriormente se realizó el diseño, tanto para un reforzamiento con fibra de carbono, como con acero estructural; y se verificó el comportamiento estructural de ambos sistemas frente a la nueva sobrecarga. Luego de obtener el diseño de ambos sistemas se obtuvo el metrado para ambas propuestas de reforzamiento. Con ello se procedió a realizar un presupuesto con las partidas necesarias para el proceso constructivo de estos, además de la realización de un cronograma que abarque el tiempo necesario que necesitaría cada reforzamiento para su puesta en obra.

Con lo mencionado anteriormente se pudo realizar una comparación del comportamiento estructural, tiempos de ejecución y costo de inversión por cada método de reforzamiento, para así finalmente ver que alternativa era la más viable.

Los resultados obtenidos señalaron que la alternativa más conveniente para mejorar la viabilidad en el edificio Reducto fue la fibra de carbono, pues presentó un mejor rendimiento en cuanto a comportamiento estructural, costo de ejecución (en un 62%) y plazo de ejecución (en un 200%).

Palabras clave: análisis comparativo, fibra de carbono, acero estructural, comportamiento estructural, costo, tiempo de ejecución.

ABSTRACT

The present investigation sought to analyze two methods of structural reinforcement, the reinforcement with Carbon Fiber (CFRP) and the reinforcement with Structural Steel, with the objective of improving the viability of the Reducto Building in Miraflores, Lima.

The building was submitted to new applications due to the placement of a new overhead (mobile file and data center) on certain floors. The study began with the analysis of the structure where the ETABB.v19 software was acquired with the data provided from a technical report previously carried out by the company Top Consult Ingeniería SAC. As a result, it was possible to see that some reinforced concrete beams and certain sections of ribbed slab needed reinforcement. Subsequently, the design was carried out, both for a reinforcement with carbon fiber, and with structural steel; and the structural behavior of both systems against the new overload was verified.

After obtaining the design of both systems, the quantification of materials was obtained for both reinforcement proposals. With this, a budget was made with the necessary items for the construction process of these, in addition to the realization of a schedule that covers the necessary time that each reinforcement would need for its implementation.

With the aforementioned, it was possible to make a comparison of the structural behavior, execution times and investment cost for each reinforcement method, in order to finally see which alternative was the most viable.

The outstanding results indicate that the most convenient alternative to improve the viability in the Reducto building was carbon fiber, since it presented a better performance in terms of structural behavior, execution cost (by 62%) and execution time (by 200%).

Key words: comparative analysis, carbon fiber, structural steel, cost, structural behavior, execution time.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, muchas de las estructuras residenciales construidas han presentado diferentes cambios en cuanto al uso que estaban destinadas. Esto sucede como respuesta a diferentes demandas comerciales que puedan presentarse por el contexto que atraviesa un país por condiciones económicas o sociales. Ante la importancia por acondicionar estas estructuras a las nuevas solicitudes nace esta investigación, en la cual se busca conocer qué alternativa de reforzamiento estructural es más viable teniendo como muestra el Edificio Reducto en Miraflores. Por medio de un análisis cuantitativo del reforzamiento con fibra de carbono y acero estructural se obtuvo que método es más apropiado para las características de este tipo de edificaciones frente a nuevas solicitudes de servicio.

En el capítulo I se desarrolló el planteamiento del problema, señalando la descripción y formulación del mismo, el objetivo general y específicos que se buscan alcanzar con la investigación, la delimitación, justificación y limitación que presentó el estudio.

En el capítulo II se recopiló información relacionada a las variables e indicadores para formar la base teórica con ayuda de investigaciones anteriores a nivel internacional y nacional.

En el capítulo III se planteó la hipótesis general y específicas, se definió las variables dependientes e independientes y se desarrolló la matriz de operacionalización de variables.

En el capítulo IV se explicó el tipo, nivel y diseño de la investigación, así como la población y muestra del mismo. También se hizo mención a las técnicas, instrumentos y procedimientos para la recolección de datos utilizados. Finalmente se presentó la matriz de consistencia del estudio.

En el capítulo V se realizó el desarrollo de la investigación, con el análisis del comportamiento estructural de cada método de reforzamiento en el software ETABS v19, el análisis de costo y tiempo de ejecución con los APUS y cronogramas.

En el capítulo VI se presentaron los resultados y la comparativa de las dos técnicas de reforzamiento, con ello desarrolló la contrastación de hipótesis general y específicas.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones por cada objetivo de la investigación, conforme a los resultados obtenidos del estudio.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

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

Hasta hace unos treinta años no existía un método seguro y económico para reforzar y reparar los elementos de hormigón armado, lo que traía como consecuencia la demolición o el reemplazamiento de los mismos. La aparición de resinas de alta resistencia y otros adhesivos para estructuras cambió esta situación. Por medio de adhesivos, podemos unir material adicional de un modo rápido y sencillo a las vigas de hormigón aumentando así su resistencia y rigidez. (Pérez y De la Rosa, 2011, p. 3)

Esto ha generado que materiales como la fibra de carbono sean empleados para el reforzamiento de estructuras de concreto armado mediante la adherencia, formando un material compuesto.

En cuanto a nuestro país, Baca et al (como se citó en Cutti, 2015) afirma que “En el Perú se ha venido empleando esta tecnología desde la década del 90, históricamente el reforzamiento se ha hecho de manera convencional, ya sea agrandando las secciones estructurales o colocando elementos metálicos que ayuden a tomar las cargas” (pp. 17-18).

Flores (como se citó en Cutti, 2015) también afirma que:

Sin embargo, cada vez más se introduce en nuestro medio un sistema de reforzamiento estructural basados en nuevos materiales de alta tecnología que presenta innumerables ventajas frente a los métodos convencionales: La fibra de carbono, un polímero 10 veces más resistente a la tracción del acero y mucho más liviano. (p. 18)

En el Perú, existen muchas edificaciones que, en muchos casos, poseen elementos estructurales que no cumplen con lo estipulado en las normas de diseño; y esto, se puede deber a diversos factores: errores de diseño, construcción informal sin especificaciones técnicas, errores constructivos, cambios de uso de la edificación o cambios de actualización en las normas. Dichas edificaciones corren el riesgo de

verse afectadas, en diversos grados de severidad, por la baja capacidad de carga de sus elementos horizontales, como lo son las vigas de losas, debido a que la cantidad de acero de refuerzo necesario para soportar las cargas no es la adecuada.

Ante este problema, existen diversos métodos de reforzamiento estructural para elementos de concreto armado, como lo son: reforzamiento con fibras de carbono, encamisados o enchaquetados con concreto y/o acero estructural, empleo de sistemas postensados externos, inclusión de muros de corte, inclusión de marcos metálicos con arriostres, etc.

Sin embargo, los métodos de reforzamiento dependen no solo de su beneficio estructural, sino también del costo y tiempo de ejecución de los mismos. Por ejemplo, los elementos reforzados con fibras de carbono presentan una mayor resistencia a la flexión que los elementos reforzados con acero estructural, pero una menor ductilidad. También hay una diferencia entre el precio de ambos materiales y el tiempo de ejecución: la fibra de carbono es más costosa, pero más liviana y maniobrable; y el acero estructural es más barato, pero más pesado para transportar y manipular.

Por lo tanto, es necesario realizar en cada proyecto un análisis comparativo de los métodos de reforzamiento en ambos aspectos: técnico y económico. En este caso, comparar el reforzamiento con fibras de carbono y con acero estructural del Edificio Reducto, ubicado en el distrito de Miraflores, debido a un aumento de sobrecargas por archivo móvil y data center.

1.2 Objetivo general y específico

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural para mejorar la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Comparar los reforzamientos con fibras de carbono y acero estructural para mejorar el comportamiento estructural.
- b) Evaluar en qué medida el reforzamiento con fibras de carbono influye en el costo de ejecución.
- c) Evaluar en qué medida el reforzamiento con acero estructural influye en el tiempo de ejecución.

1.3 Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática

La presente investigación propone el análisis comparativo de dos métodos de reforzamiento en el Edificio Reducto en Miraflores para mejorar la viabilidad del mismo.

1.3.1 Delimitación Temporal

El presente trabajo se desarrollará en un periodo de 6 meses, iniciando en el mes de mayo y concluyendo en el mes de octubre del año 2022. (Ver Anexo 1: Cronograma).

1.3.2 Delimitación Espacial



Figura N°1: Ubicación de edificio Reducto
Fuente: Elaboración propia mediante software Google Earth

- a) Coordenadas: 12° 7'47.35"S 77° 1'21.10"O
- b) Dirección: Av. Reducto N° 1147.
- c) Distrito: Miraflores
- d) Provincia: Lima
- e) Departamento: Lima

1.3.3 Delimitación temática

La investigación se centrará en el reforzamiento con fibras de carbono y con acero estructural para elementos estructurales de concreto armado como vigas y losas. La evaluación se desarrollará con la Norma E.020 (Norma de Cargas), Norma E.030 (Norma Sismorresistente), Norma E.060 (Norma de Concreto Armado) y Norma E.090 (Norma de Estructuras Metálicas) actualizadas,

adicionalmente se usará la norma ACI 440-2R-17 para el refuerzo con fibra de carbono y la evaluación de costos teniendo en cuenta el tipo de cambio y precios de cuando se realiza la investigación.

1.4 Justificación e importancia

1.4.1 Justificación teórica

La razón de esta investigación es aportar información relevante con la evaluación técnica y económica de dos métodos de reforzamiento estructural para una edificación de uso de oficinas que presente una solicitud de carga mayor para la que fue diseñada en un principio.

1.4.2 Justificación práctica

Al término de esta investigación se obtendrá un panorama claro de la conveniencia de escoger entre dos métodos de reforzamiento estructural, el cual será posible aplicar por parte de los profesionales del sector inmobiliario en edificaciones de características similares.

1.4.3 Justificación social

La investigación resultante busca asegurar la integridad de la estructura frente al incremento de cargas solicitado, con el fin de asegurar la seguridad del cliente, los usuarios y la inversión que este representa.

1.4.4 Justificación ambiental

Dentro de las evaluaciones realizadas también se tendrá en cuenta el impacto ambiental que traen consigo los dos métodos de reforzamiento estructural tanto en su proceso constructivo como en sus componentes para su fabricación, esto con el fin de acreditar qué método es más amigable con el medio ambiente.

1.4.5 Importancia

La investigación proporcionará información sobre los beneficios estructurales, económicos y productivos del reforzamiento de elementos estructurales utilizando la fibra de carbono y acero estructural, buscando obtener el reforzamiento óptimo para las limitaciones encontradas en las edificaciones presentes en Lima Metropolitana de características similares.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Ibraheem y Al-Zuhari (2021) realizaron una investigación sobre “Un Estudio Comparativo sobre el Comportamiento de las Columnas CR reforzadas con CFRP y Enchaquetado de Acero”. Artículo de Investigación: E3S Web of Conferences 318, Irak. El objetivo fue comparar el reforzamiento de ocho columnas de concreto armado ante carga axial: cuatro reforzadas con CRFP (fibra de carbono) y cuatro reforzadas con enchaquetado de acero. La investigación fue de tipo básica con enfoque cuantitativo; y de diseño experimental – transversal. Los resultados experimentales indicaron que las columnas reforzadas con CFRP son las que más aumentaron su índice de ductilidad (capacidad de deformarse) de 59.2 a 95.7%; además, mostraron un modo de fallo por rotura de la fibra. Por otro lado, las columnas reforzadas con enchaquetado de acero mostraron un mayor incremento en la capacidad de carga axial, de un 75% a un 107%; además, mostraron un modo de fallo por pandeo del acero estructural. Esta investigación nos aporta los conocimientos de comportamiento de cada material y sus modos de fallo, lo cual puede servir para elegir el mejor método de reforzamiento estructural, según las solicitaciones que se presenten.

Peña y Yunapanta (2021) realizaron un trabajo titulado “Propuesta de reforzamiento de vigas de alma llena de puentes metálicos con fibra de carbono y resina epóxica”. Tesis de maestría de la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador. El objetivo fue desarrollar una propuesta económica de reforzamiento estructural de vigas de concreto armado y de alma llena de puentes metálicos con fibra de carbono y resina epóxica. La investigación fue de tipo básica con enfoque cuantitativo; y de diseño experimental – transversal. Para este trabajo se definieron las características mecánicas de la fibra de carbono mediante la recopilación de bibliografía, se definió un método de aplicación del reforzamiento, se utilizó el software ANSYS RESEARCH – WORKBENCH para realizar un análisis de elementos finitos, se realizaron ensayos experimentales de los modelos realizados y se compararon los resultados de resistencia y deflexiones con el modelo matemático del software; finalmente,

se hizo el cálculo del monto de la propuesta, tomando en cuenta el precio de la fibra de carbono en Ecuador (considerando dólares americanos). Los resultados indicaron que las vigas reforzadas con fibra de carbono presentaban mucha menos deformación que las vigas sin reforzar. Asimismo, el costo del reforzamiento con fibra de carbono y resina epóxica terminó representando el 48.73% del costo total del reforzamiento del puente. Los autores concluyeron que la investigación bibliográfica permitió conocer las propiedades mecánicas de la fibra de carbono para poder ser utilizada como alternativa de reforzamiento de puente. Esta investigación nos aporta la secuencia de pasos a seguir para poder llegar a la mejor alternativa técnica y económica para un reforzamiento estructural.

Rodriguez, E (2021) realizó un trabajo titulado “Análisis comparativo de las diferentes metodologías de reforzamiento estructural aplicables a edificaciones construidas en concreto reforzado”. Tesis profesional de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia. El objetivo fue establecer las implicaciones económicas e ingenieriles de las diferentes técnicas de reforzamiento estructural usadas en edificaciones construidas en concreto reforzado. La investigación fue de tipo básica con enfoque cuantitativo – descriptivo. Se utilizó bibliografía especializada sobre los diferentes métodos de reforzamiento estructural para edificaciones de concreto reforzado como: Adición o relleno con muros de cortante sobre o dentro de marcos existentes; Adición o relleno con elementos metálicos sobre o dentro de marcos existentes; Encamisado en concreto reforzado; Adición de muros laterales a columnas; Adición de contrafuertes a la estructura; Engrosamiento o ensanchamiento de elementos; Adición de elementos metálicos o FRP adheridos o anclados externamente; Colocación de cables tensados externamente; Encamisado en láminas de acero; Encamisado con ángulos y platinas de acero; Encamisado en malla de acero y concreto o mortero de protección; Encamisado en materiales FRP; Aisladores y disipadores sísmicos. En uno de los ejemplos analizados para realizar la comparación, se escogió una viga rectangular de concreto reforzado, la cual fue evaluada con dos tipos de reforzamiento: adición de cables postensados y adición de FRP fibra de carbono. Los resultados indicaron que la reducción de carga en la viga reforzada con cables es de entre 15 y 60

KN, es decir, entre 95 y 98% de la viga sin reforzar; mientras que, la viga reforzada con FRP presentó una reducción de 20KN, es decir, en un 30%. Sin embargo, la viga reforzada con cables presentó una distribución de momentos flectores diferente, ya que los esfuerzos máximos positivos se produjeron en los $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de luz; y además, se presentó un esfuerzo axial que no formaba parte del análisis de la viga. Por otro lado, el reforzamiento con FRP proporcionó un mejoramiento de la resistencia aceptable y sin modificar el punto localizado de máximo esfuerzo de flexión, concluyendo que la mejor alternativa, en este caso, es el reforzamiento con FRP fibra de Carbono. Esta investigación nos sirve para evaluar las diferentes variables que se pueden presentar en dos o más alternativas de reforzamiento, ya que no solo el aumento de resistencia es lo que va a definir una mejor alternativa.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Aquino y Mosqueira (2019) realizaron una investigación sobre “Variación de la resistencia a flexión de vigas de concreto armado al ser reforzadas con láminas de fibras de carbono (CFRP)”. Artículo de Investigación: Revista Ciencia y Tecnología, Universidad Nacional de Cajamarca. El objetivo fue determinar la resistencia a flexión y ductilidad de un conjunto de 20 vigas de concreto armado divididas en dos grupos: un grupo de vigas de concreto $f'_c=210$ kg/cm² y un grupo de $f'_c=280$ kg/cm², de las cuales el 50% fueron reforzadas con fibras de carbono (CFRP). La investigación fue de tipo experimental descriptivo. Se utilizaron vigas de concreto armado de 0.15m x 0.20m x 1.20m, aplicándoles una carga puntual en el centro de un tramo simplemente apoyado de la máquina universal de 100 toneladas hasta que se presente la falla por flexión. Los resultados indicaron que las vigas reforzadas con CFRP presentaron, en promedio, un aumento de resistencia a flexión desde un 59.8% hasta un 63.6%; sin embargo, la capacidad de deformación de las vigas reforzadas se vio disminuida entre un 67.44% a un 65.15%. La conclusión fue que las fibras de carbono aumentan la resistencia a flexión y reducen significativamente la ductilidad, lo cual permite evitar tener deflexiones excesivas. Esta investigación nos enseña las dos contrapartes del reforzamiento con fibra de carbono: el buen aumento de la resistencia a flexión y la reducción

de la capacidad de deformación, pues lo que se busca en las estructuras hoy en día es un comportamiento dúctil para evitar la rotura del concreto.

Marca y Rojas (2021) realizaron una investigación sobre “Análisis Comparativo de 2 Tipos de Refuerzos Estructurales para la Institución Educativa N°4460 – Cesar Cohalia Tamayo en el Departamento de Tacna”. Tesis profesional: Universidad Ricardo Palma. El objetivo fue comparar los métodos de reforzamiento con fibra de carbono y encamisado de columnas, con el fin de escoger el método más adecuado ante las nuevas combinaciones de cargas de la norma E.020. Para ello, se utilizó el programa ETABS v19 para modelar la edificación por ambos métodos, según las especificaciones técnicas del expediente, y se midieron las deformaciones verticales y horizontales para concluir cuál de los dos métodos presentaba un mejor desempeño sísmico. Los resultados indicaron que la mejor alternativa, en cuanto a los desplazamientos laterales y el costo, es el encamisado de columnas; y esto nos indica que cuando se necesita escoger una alternativa de reforzamiento, se debe tener en claro el objetivo del reforzamiento: aumentar ductilidad, aumentar rigidez, aumentar la capacidad de carga, etc.

Manrique y Paucar (2019) realizaron una investigación sobre “Uso de Fibra de Carbono en Reforzamiento de Estructuras de Edificaciones, Centro Empresarial Camino Real, San Isidro”. Tesis profesional: Universidad Ricardo Palma. El objetivo fue plantear un reforzamiento con fibras de carbono en las vigas y losas para mejorar su comportamiento a flexión y corte, debido al cambio de uso de la edificación; además, se comparó el reforzamiento de fibra de carbono con platinas de acero en cuanto a costo y tiempo de ejecución. Los resultados indicaron que el reforzamiento con fibras de carbono obtiene una mejora en el desempeño estructural de los elementos, además de tener un menor tiempo de ejecución; sin embargo, presenta un mayor costo de ejecución que el reforzamiento con platinas de acero. Esta investigación nos indica que la elección de un método de reforzamiento estructural no solo va a depender de las propiedades mecánicas que cada material aporte, sino del costo de ejecución y del tiempo que el cliente solicite para la entrega del proyecto.

Fernandez-Davila et al (2022) realizaron una investigación sobre “Comportamiento a Flexión de Vigas de Concreto Armado Reforzado con

Composite Carbon Fiber-Reinforced Polymer System”. Artículo de Investigación: ACI Structural Journal. El objetivo fue evaluar experimentalmente un conjunto de vigas en voladizo reforzadas con fibras de carbono en diferentes cantidades, y comparar los resultados obtenidos con la investigación realizada por Bazan y Fernandez Davila (2020). Los resultados indicaron que las vigas que tenían mayor porcentaje de fibra de carbono presentaban una mayor resistencia a la flexión, pero una menor ductilidad ante los elementos que presentaban un menor porcentaje. También, se obtuvo que la resistencia a la flexión y la ductilidad se ven más influenciadas por el porcentaje de acero de refuerzo que por la fibra de carbono, tomando en cuenta la variación de resultados obtenidos en esta investigación con la de Bazan y Fernandez-Davila. Esta investigación nos indica, de igual manera, que cuando se busca reforzar elementos de concreto armado, se debe buscar un equilibrio entre la capacidad de carga y la ductilidad del elemento; es decir, que soporte más carga pero que pueda deformarse en un rango plástico.

2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio

2.2.1 Reforzamiento estructural

Jácome (como se citó en Estrada, 2019), afirma que “El reforzamiento de una estructura existente consiste en incrementar la capacidad de desempeño estructural. La necesidad de reforzar una estructura se debe al cambio en el tipo de uso ocupacional por lo cual la estructura no fue diseñada originalmente” (p. 15). De la misma manera, Rocafuerte (como se citó en Estrada, 2019), señala las siguientes causas que originan la necesidad de un reforzamiento estructural de un elemento:

- a) Cambio y/o actualización de normas técnicas.
- b) Aumento de sobrecargas por el cambio de uso de la edificación.
- c) Errores de diseño.
- d) Errores en el proceso constructivo.
- e) Daños causados por desastres naturales (sismos, huracanes, tsunamis, etc.)
- f) Desprendimiento de concreto debido a la corrosión del acero de refuerzo.
- g) Eliminación parcial o total de elementos estructurales.

Los métodos de reforzamiento estructural también generan cambios en propiedades importantes de la estructura, como lo son la rigidez y la ductilidad.

2.2.2 Clasificación de métodos de reforzamiento estructural

Rocafuerte (como fue citado en Estrada, 2019) indica que la clasificación de los métodos de reforzamiento estructural es de la siguiente manera:

Para incremento de resistencia:

- a) Adición de muros de corte
- b) Adición de pórticos
- c) Adición de muros laterales a las columnas
- d) Adición de contravientos
- e) Refuerzo de vigas
- f) Introducción de holguras

Para incremento de ductilidad:

- a) Reducción de la carga muerta
- b) Adición de muros cortantes
- c) Adición de contravientos
- d) Refuerzo de vigas

Para resistencia y ductilidad:

- a) Reforzamiento de la cimentación
- b) Adición de muros laterales a las columnas
- c) Reducción de carga muerta
- d) Reforzamiento con fibras de carbono

Natan (como se citó en Tinco, 2020) afirma que:

La técnica de reforzamiento de elementos estructurales con el material FRP es una de las más comunes en el mundo, esta técnica consiste en envolver las fibras alrededor del elemento estructural que se quiere reforzar y es posible colocar 1 o 2 capas de láminas de este material dependiendo de la necesidad. Para el correcto funcionamiento de las fibras

depende de la orientación, este proceso constructivo permite que aumente en gran medida la ductilidad y capacidad de absorción de energía del elemento estructural. (p. 19)

Según Estrada et al (2019), El reforzamiento con fibras de carbono o FRP pueden servir para:

- a) Regresar la capacidad de carga por mal posicionamiento del acero
- b) Regresar la capacidad de carga debido a desgaste o daño por fenómenos naturales o artificiales
- c) Restaurar una edificación por cambio de uso o cambio de norma

2.2.3 Instalación de la fibra de carbono

Según Helene (como se citó en Alegre, 2017), existen varias metodologías para reforzar con fibra de carbono, indicando el siguiente procedimiento:

- a) Primero limpiar la superficie de contacto del concreto con la fibra de carbono, la cual debe quedar libre de polvo, aceites, tarrajes, pinturas, o cualquier tipo de partícula suelta, puesto que la adherencia de la fibra es directamente con el concreto.
- b) Segundo, preparar la resina epóxica, según las indicaciones de la hoja técnica del producto, y aplicar una capa de imprimante en la superficie de contacto. Sin embargo, en caso de tener fisuras considerables o grietas, se debe reparar con mortero de reparación.
- c) Tercero, saturar la capa de fibra por ambos lados con la resina epóxica, lo cual le generará una mejor adherencia con la superficie de concreto, además de protegerla contra las condiciones ambientales o la abrasión.
- d) Cuarto, se cortan las capas de fibra, según las medidas requeridas y se colocan completamente saturadas sobre la superficie de contacto, paso que permitirá a las capas de fibra de carbono absorber el saturante.
- e) Quinto, aplicar una segunda capa de saturante a la fibra de carbono para mejorar la protección
- f) Finalmente, en caso se requiera, se aplica una capa de acabado, según requiera el proyecto.

2.2.4 Filosofía de diseño

La fibra de Carbono (CFRP) se utiliza, en gran medida, para el reforzamiento de elementos de concreto armado y su diseño se basa en los requisitos establecidos en el ACI-318. Por ello, el ACI-440-2R.17 busca brindar seguridad en el diseño por estados límites de servicio (que incluye fisuración y deflexiones) y estados límites últimos (falla, rotura por tensión y fatiga).

Sin embargo, se busca un diseño conservador, por lo cual, se le añade un coeficiente de reducción de resistencia adicional (Ψ) por refuerzo con FRP, el cual, estadísticamente, equivale a 0.85.

2.2.5 Reforzamiento de los estados límites

A pesar de que se busca mejorar las propiedades mecánicas de los elementos de concreto armado reforzados con CFRP, se debe tener en cuenta que la estructura reforzada debe ser capaz de soportar cierto nivel de carga, incluso si no fuera reforzada o si el refuerzo se vea perjudicado o retirado, cumpliendo la siguiente expresión:

$$(\phi R_n)_{existente} \geq (1.1SDL + 0.75SLL)_{nuevo} \dots \dots \dots (1)$$

Donde,

R_n = Resistencia existente

SDL = Carga Muerta

SLL = Carga Viva

Esta condición permitirá que la estructura pueda resistir hasta que se repare o reponga el reforzamiento con CFRP.

En los casos donde la carga viva sea elevada (superior a 730 kg/m²) y permanente (ejemplo: archivos, bibliotecas, etc) el factor de carga viva pasa de ser 0.75 a 1.0.

2.2.6 Selección de sistemas de FRP

Las condiciones a evaluar para elegir utilizar el sistema FRP son:

- a) Alcalinidad / acidez: La fibra de carbono es resistente a ambiente alcalinos o ácidos, en comparación con la fibra de vidrio, la cual sufre degradación con el tiempo.

- b) Expansión térmica: La fibra de carbono tiene un coeficiente de expansión térmica de casi 0, en comparación con la fibra de vidrio, el acero o incluso el concreto.
- c) Conducción eléctrica: A diferencia de otras fibras, como lo son las fibras de vidrio o aramida, las fibras de carbono son conductores eléctricos, por lo cual se les debe proteger del acero para evitar la corrosión galvánica.
- d) Tolerancia de impacto: los sistemas de fibra de aramida y vidrio son más menos sensibles que la fibra de carbono al impacto.
- e) Ruptura a la fluencia y desgaste: los sistemas de FRP son altamente resistentes a la ruptura bajo carga constante y fatiga por carga cíclica, a diferencia de las fibras de aramida y vidrio, las cuales son más sensibles en este aspecto.

2.2.7 Propiedades del material de diseño

En el caso de las fibras de carbono, los fabricantes no tienen en cuenta en sus fichas técnicas el factor de reducción basado en los aspectos ambientales, por lo cual, el ACI-440-2R.17 establece que el esfuerzo de fluencia a la tensión y la deformación unitaria deben ser expresadas de la siguiente manera:

$$f_{fu} = C_E f_{fu} * \dots \dots \dots (2)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu} * \dots \dots \dots (3)$$

Donde,

f_{fu} = Esfuerzo de fluencia a la tensión de la fibra de carbono

ε_{fu} = Deformación unitaria de ruptura por tensión de la fibra de carbono

C_E = Factor de reducción ambiental

Tabla N°1
Factores de reducción ambiental para sistemas FRP

Condiciones de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción ambiental C
Exposición interior	Carbono	0.95
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles y garajes de estacionamiento no cerrados)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.65
	Aramida	0.75
Entorno agresivo (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.5
	Aramida	0.7

Fuente: ACI-440-2R.17 (2017)

2.2.8 Reforzamiento a flexión

Al igual que en el código ACI-318, la resistencia a la flexión debe cumplir con la siguiente condición:

$$\phi Mn \geq Mu$$

Donde,

Φ = Coeficiente de reducción de resistencia por flexión, equivalente al de ACI-318.

M_n = Momento nominal por flexión.

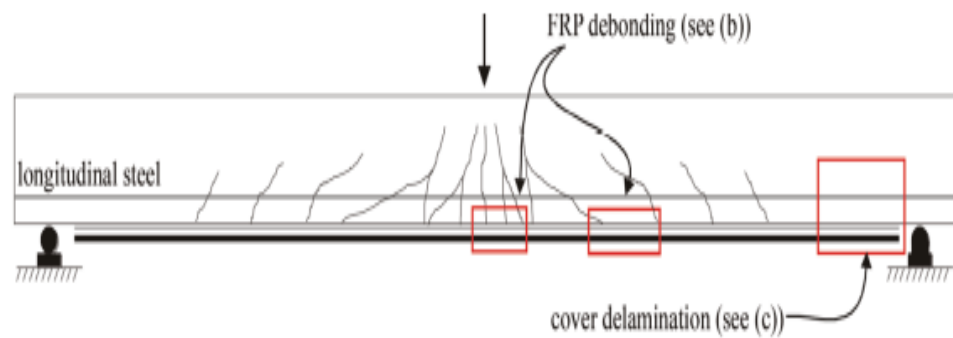
M_u = Momento último requerido.

Adicionalmente se explican los modos de falla:

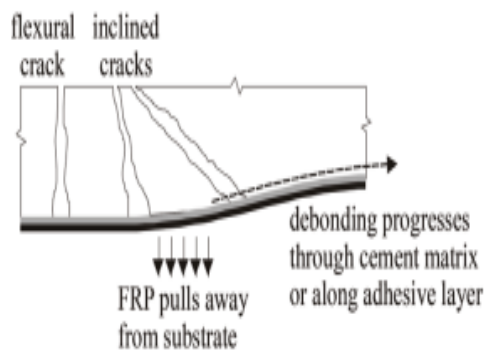
- Falla por rotura del concreto: en la cual el concreto alcanza su límite de compresión antes de que el acero fluya.
- Falla del acero en tensión seguido de la ruptura del laminado FRP.
- Falla del acero en tensión seguido de la ruptura del concreto en compresión.
- Delaminación por tensión o cizallamiento de la cubierta de concreto.
- Desprendimiento del laminado FRP del sustrato de concreto.

Para retrasar o evitar la delaminación de la fibra de carbono del elemento de concreto armado, se utilizan unas bandas en U que confinan el elemento, que muchas veces incluyen anclajes de fibra.

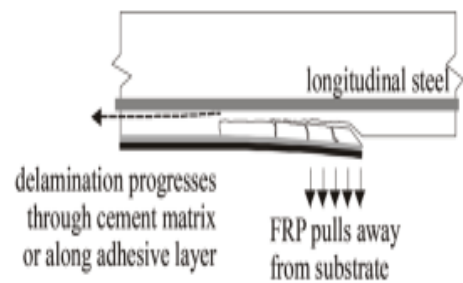
Según Grelle y Sneed (2013), los anclajes han demostrado ser exitosos para retrasar, y hasta evitar la falla por delaminación del laminado FRP a lo largo del elemento de concreto armado. Y según Orton et al (2008), los anclajes pueden aumentar la resistencia a tensión del laminado longitudinal de FRP hasta llegar a la rotura.



(a) Behavior of flexural member having bonded reinforcement on soffit



(b) Debonding initiated by flexural and/or shear cracks



(c) Cover delamination initiated at curtailment of bonded FRP reinforcement

Figura N°2: Modos de falla de sistemas de FRP adheridos externamente
Fuente: ACI-440-2R.17 (2017)

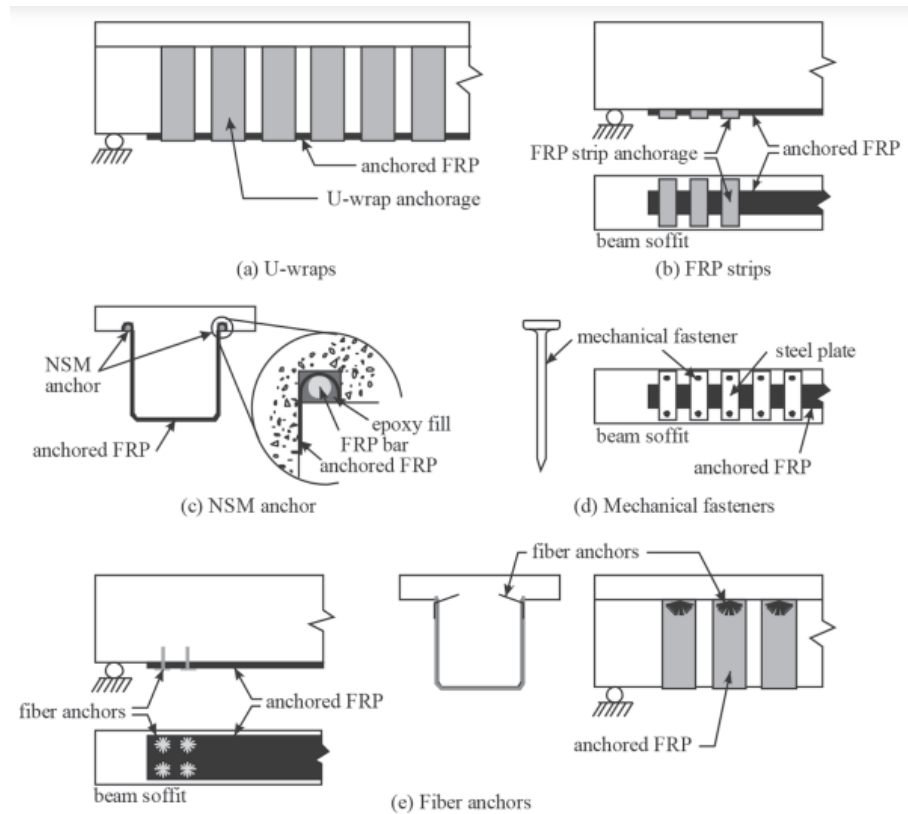


Figura N°3: Sistemas de anclaje de FRP
Fuente: ACI-440-2R.17 (2017)

2.2.9 Fuerza última de la sección rectangular

Al igual que el acero, la fibra de carbono adherida a la sección de concreto armado debe cumplir con el equilibrio de fuerzas de compresión y tensión, como se muestra en la siguiente figura.

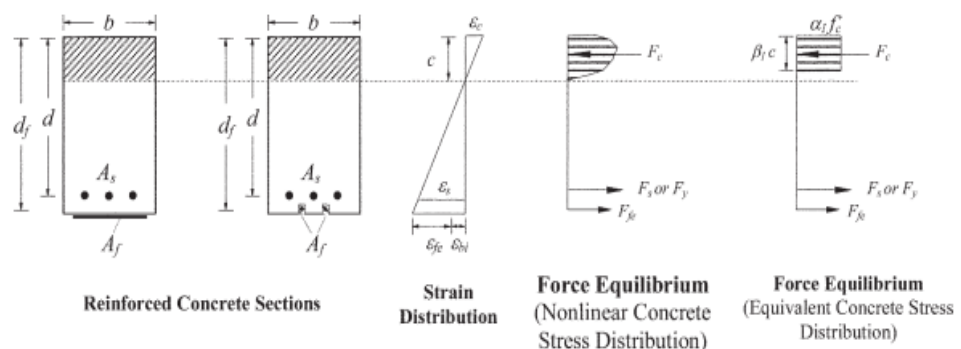


Figura N°4: Distribución interna de esfuerzos para una sección rectangular
Fuente: ACI-440-2R.17

La expresión para lograr el equilibrio de fuerzas es la siguiente:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} ((d_f - c)/c) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \dots \dots \dots (4)$$

Donde,

ε_{fe} = Deformación unitaria efectiva alcanzada en FRP para falla.

ε_{cu} = Deformación axial última de concreto no confinado, el cual ocurre cuando su deformación unitaria es 0.003 o su esfuerzo de compresión es $0.85f'_c$.

d_f = peralte efectivo de la fibra de carbono.

C = eje neutro de la sección rectangular.

ε_{bi} = deformación del estrato de concreto en el momento de la instalación de la fibra de carbono.

ε_{fd} = deformación de desacople del laminado FRP del sustrato de concreto.

En esta expresión se determina el modo de falla del elemento: si el lado izquierdo predomina, la falla será por rotura del concreto; en cambio, si el lado derecho predomina, la falla será por despegue de la fibra de carbono del concreto.

Finalmente, la resistencia a flexión nominal se la sección reforzada con FRP se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$Mn = As f_s \left(d - \frac{(\beta_1 x c)}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{(\beta_1 x c)}{2} \right) \dots \dots \dots (5)$$

Donde,

Mn = Momento nominal flexionante.

As = área de acero de refuerzo

f_s = esfuerzo de tracción del acero de refuerzo.

d = peralte efectivo del acero de refuerzo

β_1 = factor de reducción por rectángulo equivalente del concreto.

c = eje neutro de sección rectangular.

ψ_f = Factor de reducción de resistencia de la fibra de carbono.

A_f = área transversal de la fibra de carbono.

f_{fe} = esfuerzo de tracción de la fibra de carbono.

d_f = peralte efectivo de la fibra de carbono.

2.2.10 Refuerzo de corte

Según Machado (2005),

Los sistemas compuestos estructurados con fibra de carbono, CFC, ofrecen varias posibilidades para permitir el refuerzo a cortante, de los elementos de concreto armado. Estos sistemas son utilizados para el envolvimiento de las secciones de concreto, con las fibras dispuestas transversalmente, con el objetivo de reforzar las diagonales a tensión, de manera similar a los flejes de acero (p. 69).

De la misma manera, tanto Chajes et al, (1995), y Kachlakev y McCurry, (2000), afirman que se ha demostrado que el sistema de CFRP aumenta la resistencia al corte de vigas y columnas al envolverlos completa o parcialmente.

El caso más eficiente es la envoltura total de la viga o columna, seguido de la envoltura en U, y finalmente, se encuentra el refuerzo de 2 caras opuestas, como se muestra en la siguiente figura.

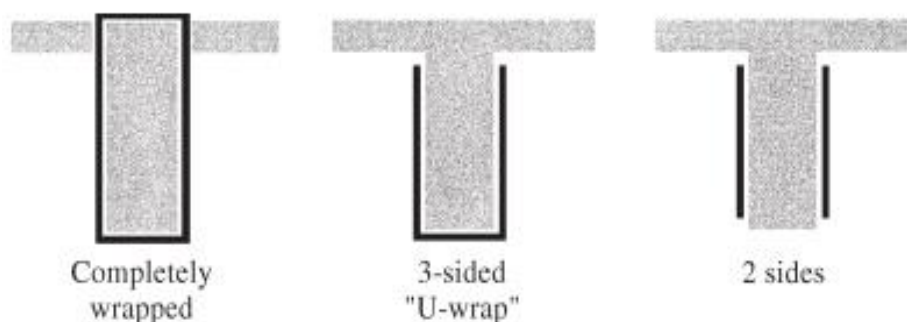


Figura N°5: Esquemas de refuerzo típicos para el refuerzo de corte con FRP
Fuente: ACI-440-2R.17 (2017)

2.2.11 Resistencia nominal al corte

Al igual que en el ACI-318, la resistencia nominal al corte debe cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde,

ϕV_n = Resistencia nominal al corte.

V_u = Resistencia última al corte.

Sin embargo, el cortante nominal verá en sus componentes el refuerzo de la fibra de carbono mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f \dots \dots \dots (6)$$

Donde,

V_c = cortante del concreto.

V_s = cortante del acero.

V_f = cortante de la fibra de carbono.

En este caso, el factor de reducción de la fibra de carbono depende de su condición de envoltura, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla N°2
Factores de reducción adicionales para el refuerzo de corte FRP

Factor de reducción	Condición de refuerzo
$\psi_f = 0.95$	Miembros completamente envueltos
$\psi_f = 0.85$	Esquemas de tres lados y dos lados opuestos

Fuente: ACI-440-2R.17 (2017)

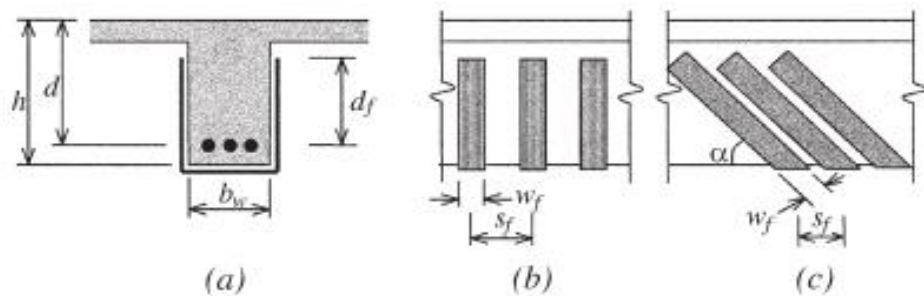


Figura N°6: Variables dimensionales para el cálculo de refuerzo FRP por cortante
Fuente: ACI-440-2R.17

En este caso, la cortante de la fibra de carbono estará definida por la siguiente expresión:

$$V_f = (A_f v f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d f v) / s_f \dots \dots \dots (7)$$

Donde,

$A_f v$ = área de sección transversal de la fibra de carbono.

f_{fe} = esfuerzo de tracción de la fibra de carbono.

α = ángulo de orientación de la fibra de carbono.

dfv = peralte efectivo de la fibra de carbono.

sf = espaciamiento entre ejes de bandas de fibra de carbono.

De la misma manera, el área de refuerzo de fibra de carbono se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Afv = 2ntfwf \dots \dots \dots (8)$$

Donde,

n = número de bandas de fibra de carbono.

tf = espesor de la banda de fibra de carbono.

wf = ancho de la banda de fibra de carbono.

2.2.12 Reforzamiento con acero estructural

Según Flores (2020), el acero es un producto trabajado en caliente y que presenta una superficie lisa.

El acero presenta un comportamiento dúctil importante, permitiendo deformaciones más allá del límite elástico antes de llegar a la rotura.

Según la empresa Aceros Arequipa, el acero tiene los siguientes usos, según su calidad:

Tabla N°3
Cuadro de usos de acero

CALIDAD	USOS
ASTM A36	Estructuras metálicas, puertas, ventanas, rejas, cercos, barras de transferencia de pavimento rígido, etc.
SAE 1045	Pernos y tuercas por recalcado en caliente o mecanizado, ejes, pines, pasadores, etc.

Fuente: Flores (2020)

Además, el acero presenta sus siguientes propiedades mecánicas:

Tabla N°4
Propiedades del acero

NORMA	LÍMITE DE FLUENCIA (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	ALARGAMIENTO EN 200mm, min (%)
ASTM A36	2,530	4,080 - 5,620	20
SAE 1045	4,00 - 5500	6,700 - 8,200	12

Fuente: Flores (2020)

Flores (2020) también menciona que entre las ventajas y desventajas del acero como reforzamiento está el hecho de ser un material pesado y de manipulación complicada; y que en cuanto a costos sí presenta una contraparte con el reforzamiento con fibras de carbono: el costo de instalación de acero es mayor que el de instalación de la fibra; sin embargo, el costo del material en sí es favorable para el acero en comparación con la fibra.

Según Sakino y Sun (2000), el encamisado de acero, aplicado a columnas, provee las siguientes ventajas:

- a) Proporciona una gran cantidad de acero transversal, lo cual sirve para confinar mejor las secciones de concreto.
- b) Evita que el concreto se desprenda de las barras de acero de refuerzo, lo cual suele generar deterioro de los materiales, algo que es difícil de prevenir con confinamiento de barras en espiral.

Estas ventajas, según los autores, han generado que los encamisados de acero se utilicen para reforzar las columnas que van a necesitar aumentar su capacidad de carga o que han sido mal reforzadas con barras de acero.

2.2.13 Reforzamiento con perfiles metálicos

Serrano (2016) explica que:

Esta opción de refuerzo consiste en unir el elemento primitivo de hormigón armado a uno o varios perfiles metálicos, obteniendo de este modo un elemento mixto. Considerando así que el elemento estructural tiene suficiente capacidad residual como para trabajar conjuntamente como una sección mixta (p. 57).

Serrano (2016) también explica que estos elementos cumplen el objetivo de incrementar la capacidad de carga de los elementos de concreto armado; en el caso de su investigación, de viguetas de losa aligerada o “forjados”. Este incremento se ve reflejado en el aumento de la rigidez y resistencia del elemento mixto, cumpliendo la misma función que haría un encamisado de concreto. Sin embargo, se presenta una gran diferencia de complejidad y costos en el proceso constructivo, ya que para ensanche de elementos de concreto se necesita encofrar y vaciar concreto in situ, a diferencia del refuerzo con perfiles metálicos que ya vienen prefabricados y solo necesitan de una correcta adherencia mediante morteros y anclajes.

Para realizar este tipo de reforzamiento es necesario que el elemento esté completamente reparado, en caso de encontrarse el concreto deteriorado, ya que según Serrano (2016), “El refuerzo considera que el elemento estructural existente tiene suficiente capacidad residual para trabajar conjuntamente como una sección mixta” (p. 57), por lo cual, la capacidad del material existente (concreto) no debe encontrarse disminuida.

Serrano (2016) también menciona que otra de las ventajas que presenta este tipo de reforzamiento frente a otras técnicas tradicionales como el ensanche de concreto, es que se requiere de un espesor pequeño, lo que puede evitar problemas de funcionalidad por altura de piso a techo de la edificación que se busca reforzar.

Cabe mencionar que uno de los cuidados que se deben tener con las estructuras metálicas es la resistencia al fuego, para lo cual es necesario dotar a los perfiles de alguna protección ignífuga que evite la excesiva contracción o dilatación térmica frente a bruscos cambios de temperatura.

2.2.14 Refuerzo a flexión

Según Serrano (2016) es común y más conveniente reforzar los forjados desde la parte inferior, ya que en la parte superior suelen aparecer interferencias como tabiques, solados, etc; lo cual dificulta la operatividad de la estructura.

Como se observa en la figura, la viga metálica es colocada justo debajo de las viguetas de la losa (en este caso, viguetas pretensadas con bovedillas).

Asimismo, se observa que los extremos de la viga metálica se fijan mediante pernos de anclaje y platinas en la cara de la columna.

En cuanto el refuerzo a flexión, esto implicaría un aumento significativo del área de acero que se ocupará de la tracción de la losa. El mismo caso sería en las vigas principales, ya que tanto la losa como su reforzamiento transmiten sus cargas a las vigas principales, por lo cual es probable en la mayoría de casos que estas también requieran un reforzamiento por aumento de sobrecargas para las cuales no fueron diseñadas.

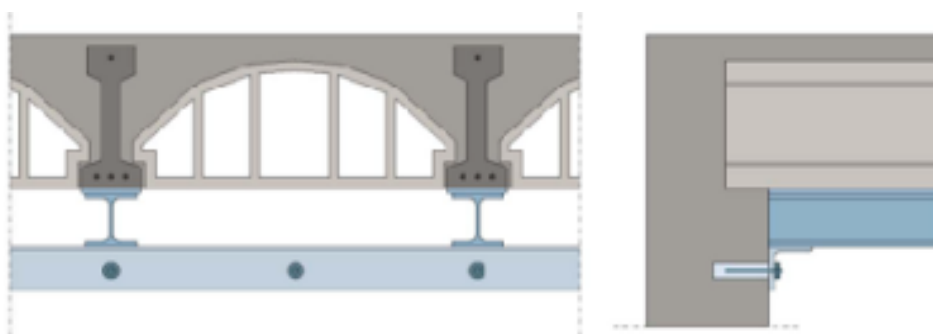


Figura N°7: Perfiles metálicos bajo viguetas, apoyados en muro de carga
Fuente: Serrano, I. (2016)

2.2.15 Refuerzo con acero estructural

Serrano (2016) afirma que:

Las actuaciones de refuerzo son necesarias cuando nos encontramos una estructura deformada con un deterioro del estado de cargas, viniendo la eficacia del refuerzo condicionada por su capacidad de descargar la pieza original mediante un contra flectado que reduzca las deformaciones iniciales, aumentando de este modo la capacidad de absorción de cargas del nuevo elemento mixto (p. 59).

Para el correcto diseño del refuerzo se debe tener certeza de la composición del elemento existente a reforzar; es decir, saber la configuración de la armadura de acero corrugado existente encargado de resistir las fuerzas de tracción.

Serrano (2016) también afirma que normalmente se busca colocar los perfiles metálicos debajo de las vigas o viguetas a reforzar, pero que si en casos se buscara no reducir la altura libre de la edificación, existe la opción de adosar +dos perfiles metálicos en ambos lados de la viga, ya que lo que se necesita es más presencia del acero.

Cuando se requiere reforzar losas aligeradas, existe la opción de realizar lo que Serrano (2016) denomina “parteluces”, técnica que consiste en colocar las viguetas metálicas en la dirección transversal a las viguetas de concreto armado, lo cual genera que estas presenten más apoyos y su distribución de momentos flectores cambie, llegando incluso a generar momentos negativos. Sin embargo, esta técnica también tiene sus contras, y es que cuando la losa requiera un aumento de la capacidad a flexión de sus viguetas, y a la vez una redistribución de los momentos flectores, se requeriría una retícula de viguetas de acero, es decir, viguetas metálicas apoyadas sobre otras viguetas metálicas, lo cual implica reducir aún más la altura libre.

Para el proceso de cálculo, Serrano (2016) afirma que el modelo de análisis para este sistema será, por lo general, el de una pieza isostática que resista una totalidad de cargas.

Y, además, Serrano (2016) afirma que:

Ha de tenerse en cuenta la adición de peso introducida en la estructura que supone la intervención. Éstas deben situarse en límites moderados de carga total en servicio.

En determinados casos y para determinadas luces, la sección de acero necesaria para la absorción de cargas puede ser tal que esto suponga la invalidez de la viabilidad de la intervención (p. 61).

2.2.16 Criterios de diseño en acero

McCormac y Csernak (2012) mencionan que:

La especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Estos son el LRFD y el ASD. Estos métodos tienen dos diferencias notorias, la primera tiene que ver con el método que se usa para calcular las cargas de diseño y la segunda diferencia tiene que ver con el uso de factores de resistencia (ϕ en el método LRFD) y los factores de seguridad (Ω en el método ASD).

2.2.17 Diseño por flexión de perfiles de acero

Según el AISC 360-16:

La resistencia nominal M_n será el menor valor de acuerdo a los estados límites de: fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala y pandeo local del alma. A su vez señala que para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, solamente es aplicable el estado límite de fluencia y para vigas compactas no arriostradas, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

Donde,

L_b : Longitud no arriostrada lateralmente; longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de ala en compresión o arriostrados contra la torsión de la sección transversal, mm.

L_p : Longitud límite lateralmente sin arriostrar para desarrollar la capacidad total plástica de la flexión ($C_b=1.0$), mm.

L_r : Longitud límite no arriostrada lateralmente para pandeo inelástico lateral torsional, mm.

a) Estado límite de Fluencia

La resistencia de diseño a flexión en vigas determinada por este estado límite es $\phi_b M_n$:

Donde,

$\phi_b = 0.90$ (factor de resistencia)

$M_n =$ Momento plástico ($=F_y Z \leq 1.5 M_y$ para secciones homogéneas)

$M_y =$ momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra extrema debido a una distribución elástica de esfuerzos ($=F_y S$ para secciones homogéneas).

b) Pandeo Lateral Torsional

En este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a flexión determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional, es $\phi_b M_n$:

Donde,

$\phi_b = 0.90$ (factor de resistencia)

M_n = resistencia nominal determinada de la siguiente manera:

-Perfiles con simetría doble y canales con $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

Perfiles con simetría doble y canales con $L_p < L_b < L_r$:

La resistencia nominal en flexión es:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_Y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \dots \dots (9)$$

Perfiles con simetría doble y canales con $L_r < L_b$:

La resistencia nominal en flexión es:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots \dots \dots (10)$$

Donde,

$\phi_b = 0.90$ (factor de resistencia)

S_x = módulo de sección elástica en torno al eje x, cm^3 (mm^3)

F_{cr} = Tensión crítica, kgf/cm^2 .

2.2.18 Conexiones

Cházaro (2021) indica que:

Las conexiones son elementos que se intersecan en un nodo con el fin de transmitir esfuerzos entre sí apegándose a las condiciones del modelo ideal de la estructuración, las conexiones pueden ser unidas mediante tornillos de alta resistencia y/o soldadura.



Figura N°8: Fijación de una viga de acero sobre una viga de hormigón
Fuente: Pierre, E. (2013)

2.2.19 Anclaje químico o sellado químico

Pierre (2013) comenta que:

El sellado y el anclaje químico permiten fijar directamente una varilla roscada en hormigón o materiales de alma llena. La carga admisible es muy alta y el sellado es prácticamente indestructible. El mortero químico puede utilizarse incluso para anclar los redondos de acero en una estructura.

2.2.20 Viabilidad

Un estudio de viabilidad permite averiguar si la iniciativa es o no realizable. Para ello, se analizan diferentes perspectivas, como la técnica, la económica o la legal. Las conclusiones de esta investigación hacen posible comprobar si la inversión merece o no la pena.

2.2.21 Comportamiento estructural

Resistencia:

La resistencia de un material implica el no alterar su integridad y naturaleza frente a fuerzas y/o esfuerzos actuantes. En este caso, Singer (1994), define las siguientes componentes que actúan sobre un cuerpo:

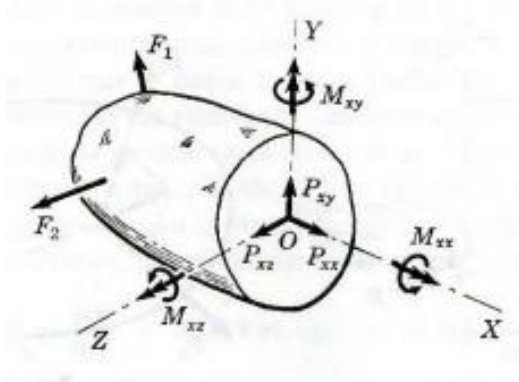


Figura N°9: Componentes de efectos internos en cuerpo sometido a fuerzas.
Fuente: Singer (1994)

P_{xx} (Fuerza axial): Componente que busca tirar o comprimir sobre su plano, que genera los fenómenos de tensión y compresión.

P_{xx} y P_{yy} (Fuerzas cortantes): Componentes de la resistencia total al deslizamiento de la porción de sólido a un lado de la sección de exploración respecto de la otra porción.

M_{xy} y M_{xz} (Momentos flexionantes): Resistencia del cuerpo a deformarse respecto a los ejes Y o Z .

Según la Norma E.060 (Concreto Armado), la resistencia requerida (U) para los elementos de concreto armado puestos en servicio debería ser como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \dots \dots \dots (11)$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga Viva

Sin embargo, nuestro país se encuentra en una zona sísmica, por lo que también se debe considera la siguiente resistencia mínima:

$$U = 1.25(CM + CV) \dots \dots \dots (12)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \dots \dots \dots (13)$$

Donde:

CS: Carga de Sismo

2.2.22 Deformación:

Según Morales (1999), la deformación no es más que “una alteración del estado físico debido a una fuerza mecánica externa, a una variación de temperatura, a un cedimiento de apoyos, etc” (p. 1).

Estas deformaciones pueden ser de dos tipos: temporales o permanentes. En la primera, el cuerpo deformado vuelve a su estado inicial, una vez sea retirada la carga a la que estaba sometido, a lo que se le llama comportamiento elástico. Por otro lado, en la segunda, el cuerpo deformado permanece en ese estado, aun cuando se haya retirado la carga a la que estaba sometido, a lo que se le llama comportamiento plástico.

Morales (1999) también define algunas condiciones para que una deformación sea mayor o menor:

- a) A mayor carga, mayor deformación.
- b) A mayor longitud, mayor deformación.
- c) A mayor sección, menor la deformación.
- d) A mayor módulo de elasticidad del material, menor deformación.

Según la Norma E.060 (Concreto Armado), los elementos de concreto armado deben diseñarse en función de tener la suficiente rigidez como para poder evitar deformarse excesivamente al punto de afectar la resistencia del elemento.

2.3 Definición de términos básicos

- a) Reforzamiento: Es el aumento de la capacidad de soportar acciones o condiciones de un elemento.
- b) Fibra de Carbono: Fibra obtenida mediante el calentamiento de materiales orgánicos con alto contenido de carbono, como el poliacrinolitrino, rayón, brea, etc.
- c) Masilla: resina espesada que es utilizada para preparar un sustrato de concreto.
- d) Imprimación: Acción de penetración al sustrato de concreto para una mejor adherencia con la fibra de carbono.
- e) Resina saturante: resina en base a polímeros encargada de impregnarse en la fibra y transmitir cargas entre las propias fibras de carbono.
- f) Adhesivos: Compuestos utilizados para unir las fibras de carbono saturadas al sustrato de concreto, convirtiendo ambas partes en un material compuesto.
- g) Encamisado: Acción de envolver un elemento prismático o circular con una capa de un material específico.
- h) Acero estructural: Material resistente a tensión y de comportamiento dúctil que se utiliza como estructura principal o como reforzamiento.
- i) Ductilidad: Capacidad de un material de deformarse en su rango plástico.
- j) Módulo de elasticidad: Parámetro que indica la relación entre el esfuerzo y deformación de un material, determinando qué tan dúctil es.
- k) Carga Muerta: Fuerza actuante de manera permanente sobre un elemento estructural.
- l) Carga Viva: Fuerza actuante de manera temporal o variable sobre un elemento estructural.
- m) Norma NTP E.020: Norma técnica peruana de cargas que se complementa con las normas de diseño como la NTP E.030.
- n) Norma NTP E.030: Norma técnica peruana aplicada al diseño sismorresistente.

- o) Norma NTP E.060: Norma técnica peruana de concreto armado.
- p) Norma NTP E.090: Norma técnica peruana aplicada a las estructuras metálicas.
- q) Norma AISC 360-16: Manual creado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (más conocido por sus iniciales en inglés AISC) que presenta disposiciones de diseño con los métodos LRFD y ASD para estructuras de acero.
- r) ACI 440- 2R17: Guía para el diseño y construcción de elementos con fibras de carbono.

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis principal

Al realizar el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural se mejora la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.

3.1.2 Hipótesis secundarias

- a) Al realizar la comparación, el reforzamiento con fibras de carbono presenta una mejor respuesta estructural, en cuanto a resistencia y deformación.
- b) Al realizar el reforzamiento con fibras de carbono se aumenta el costo de ejecución en un 30%.
- c) Al realizar el reforzamiento con acero estructural se aumenta el tiempo de ejecución en un 20%.

3.2 Variables

3.2.1 Definición conceptual de variables

Según Hernández (2014), “Una variable es una propiedad que puede fluctuar y cuya variación es susceptible de medirse u observarse” (p. 105).

3.2.2 Variable Independiente

Pino (como se citó en Marca y Rojas, 2021) “indica que es aquella que el experimentador modifica a voluntad para averiguar si sus modificaciones provocan o no cambios en las otras variables” (p. 46).

En este caso, la variable independiente es:

- a) Métodos de Reforzamiento estructural

3.2.3 Variable dependiente

Pino (como se citó en Marca y Rojas, 2021) “señala que es aquella afectada por la presencia o acción de la variable independiente en los resultados. Que tiene como propósito, después de una investigación, determinar si la variable independiente ha generado o no los cambios anunciados en las hipótesis” (p. 47)

En este caso, la variable dependiente es:

- a) Viabilidad

3.3 Operacionalización de las variables

Sampieri (como se citó en Marca y Rojas, 2021), “indica que constituye el conjunto de procedimientos que describe las actividades que un observador debe realizar para recibir las impresiones sensoriales que indican la existencia de un concepto teórico en mayor o menor grado” (p. 47).

3.4 Matriz de Operacionalización de las variables

Ver Anexo 04

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y nivel

4.1.1 Tipo

De acuerdo al fin que se persigue, la investigación aplicada “esta más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal” (Borjas, 2012, p. 10).

De acuerdo a los tipos de datos analizados, la investigación cuantitativa “confía en la medición numérica, el conteo y frecuentemente en el uso de la estadística para establecer con exactitud patrones de comportamiento en una población” (Borja, 2012, p.11).

La presente investigación fue de tipo aplicado con enfoque cuantitativo ya que se buscó la viabilidad para la problemática en el edificio Reducto mediante un análisis de tipo numérico para dos sistemas de reforzamiento estructural, teniendo por resultado la conveniencia de estos.

4.1.2 Nivel

Las investigaciones de nivel descriptivo “investigan y determinan las propiedades y características más representativas de los objetos de estudio como personas, viviendas, concreto armado, probetas o cualquier otro fenómeno que se quiera estudiar” (Borjas, 2012, p.11).

Sailking (como se citó en Borja, 2012) “una investigación correlacional es aquella en que se analiza la relación entre ciertos sucesos, proporcionando indicios de la relación que podría existir entre dos o más cosas, o de que también uno o más datos podrían predecir un resultado específico” (p. 13).

El nivel de la investigación fue descriptivo - correlacional, pues se busca investigar acerca de algunas características de los dos métodos de reforzamiento estructural, ver la relación que existe entre ellas para poder determinar la más viable.

4.2 Diseño de investigación

“Las investigaciones no experimentales no establecen, ni pueden probar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos elementos” (Borja, 2012, p.11).

La investigación no experimental de tipo transversal “describe el fenómeno de estudio en un momento determinado del tiempo. No le interesa la evolución del fenómeno” (Borja, 2012, p.13).

El presente estudio fue no experimental con diseño transversal, pues no se manipularon las variables y estas fueron estudiadas en un periodo de tiempo específico, el cual corresponde al presente año.

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población

Lepkowski (como se citó en Hernández, 2014) “una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (p. 174).

La población de la investigación fueron todos los edificios con las mismas características del Edificio Reducto dentro del distrito de Miraflores.

4.3.2 Muestra

La muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debe ser representativo de la población” (Hernández, 2014, p. 173).

La muestra seleccionada fueron las vigas de concreto armado y sistemas de pre losas aligeradas en una dirección de los niveles 6, 8, 9 y 10 del Edificio Reducto en Miraflores, los cuales fueron afectados por aumento de sobre cargas.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Técnicas

La técnica de recolección de datos usada en la investigación fue la observación, ya que, al revisar las diferentes fuentes de información como normas, manuales, libros, artículos, tesis, planos e informe técnico, se logró realizar el análisis comparativo de los diferentes métodos de reforzamiento estructural en el edificio Reducto.

4.4.2 Instrumentos

Los instrumentos utilizados en la presente investigación fueron:

- a) Memoria de cálculo: documento que presenta una evaluación técnica realizada frente a una necesidad nueva en un proyecto. Contiene planos, cálculos numéricos y resultados.
- b) Normas Técnicas Nacionales e Internacionales: Norma E-020, Norma E-060, Norma E-090, Norma ACI 440-2R17 y Norma AISC 360-16.
- c) Hojas de cálculo, software de aplicación informática diseñada para realizar cálculos manipulando datos numéricos.
- d) ETABS v. 2017, software de análisis estructural.

4.4.3 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Se verificó la validez de la información consultada en la memoria de cálculo (planos, cálculos, especificaciones técnicas) por parte del edificio seleccionado en la investigación. A su vez se obtuvo la autorización para el uso del mismo. También se usaron softwares con licencia, como ETABS para el análisis estructural y Microsoft Office Excel para análisis numéricos y para la realización de cronogramas. Finalmente, el estudio es confiable pues se utilizaron las normativas vigentes actuales nacionales e internacionales: Norma E-020, Norma E-060, Norma E-090, Norma ACI 440-2R17, Norma AISC 360-16.

4.4.4 Procedimientos para la recolección de datos

El procedimiento para la recolección de datos de la presente investigación se detalla en los siguientes diagramas de flujo.

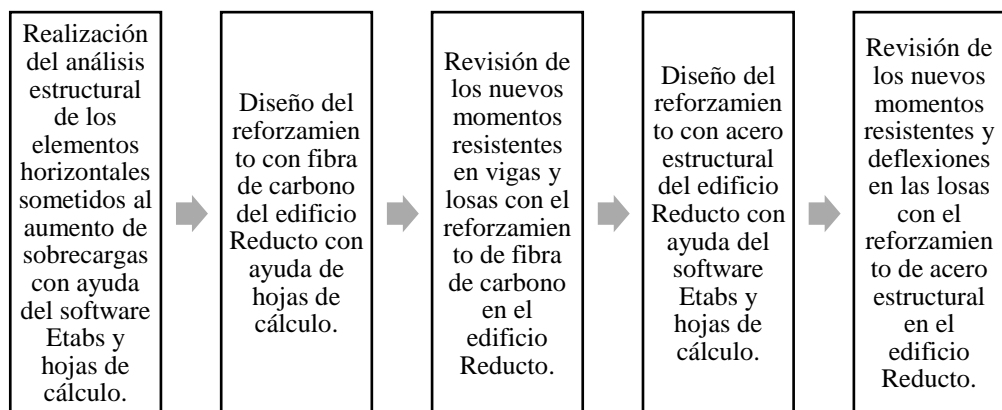


Figura N°10: Diagrama de flujo de procedimiento para la comparación de los métodos de reforzamiento estructural en cuanto a comportamiento estructural
Fuente: Elaboración Propia

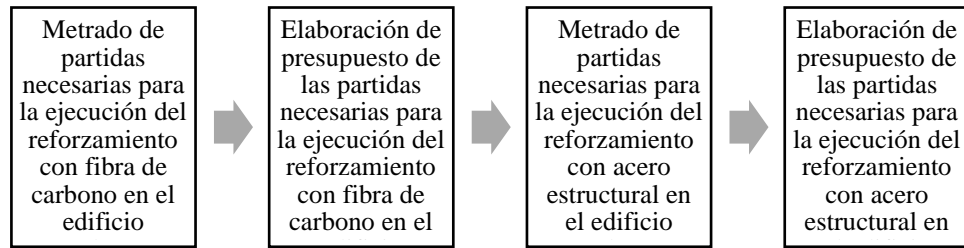


Figura N°11: Diagrama de flujo de procedimiento para la evaluación e influencia en el costo de ejecución entre todos los métodos de reforzamiento estructural
Fuente: Elaboración Propia

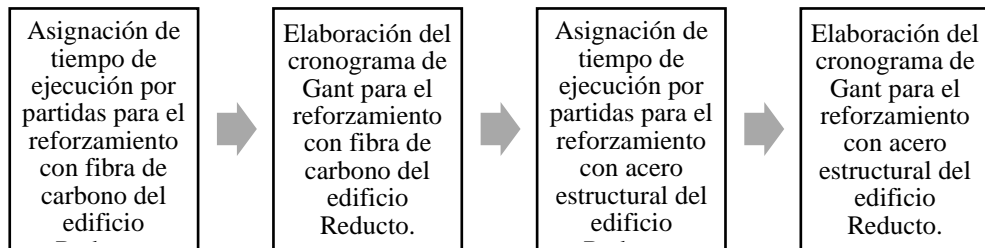


Figura N°12: Diagrama de flujo de procedimiento para la evaluación de la influencia en el tiempo de ejecución entre los métodos de reforzamiento estructural
Fuente: Elaboración Propia

4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Los datos y planos obtenidos de la memoria de cálculo se usaron para modelar con el software ETABS.v19 los niveles seleccionados y realizar el análisis estructural. Los resultados obtenidos del software se relacionaron con las presentes normas NTP E0.20 y E0.60. Posteriormente se procedió a trabajar en hojas de Excel la realización del diseño de reforzamientos con las normas ACI-440-2R.17, AISC-360-16 y E0.90; presupuestos y programación del cronograma de ejecución en ambos métodos. Finalmente se realizó el análisis comparativo mediante tablas y gráficos en Excel que ayudaron a encontrar la alternativa más viable para el Edificio Reducto.

4.6 Matriz de Consistencia

Ver Anexo 3.

CAPÍTULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 Análisis Estructural

5.1.1 Modelo matemático en ETABS

a) Trazo de ejes de planta

Se realizó el modelo matemático de la estructura, siguiendo los ejes del plano de estructuras del Edificio Reducto, como se muestra en las Figuras N°13 y 14.

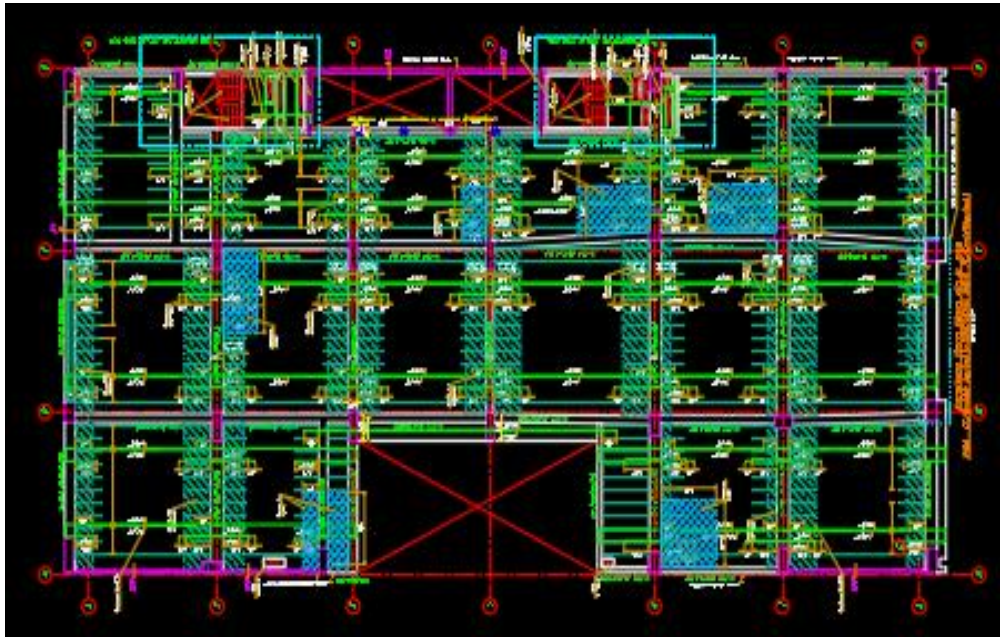


Figura N°13: Planta típica de encofrado del 4to al 12vo Nivel
Fuente: Top Consult Ingeniería SAC, 2014

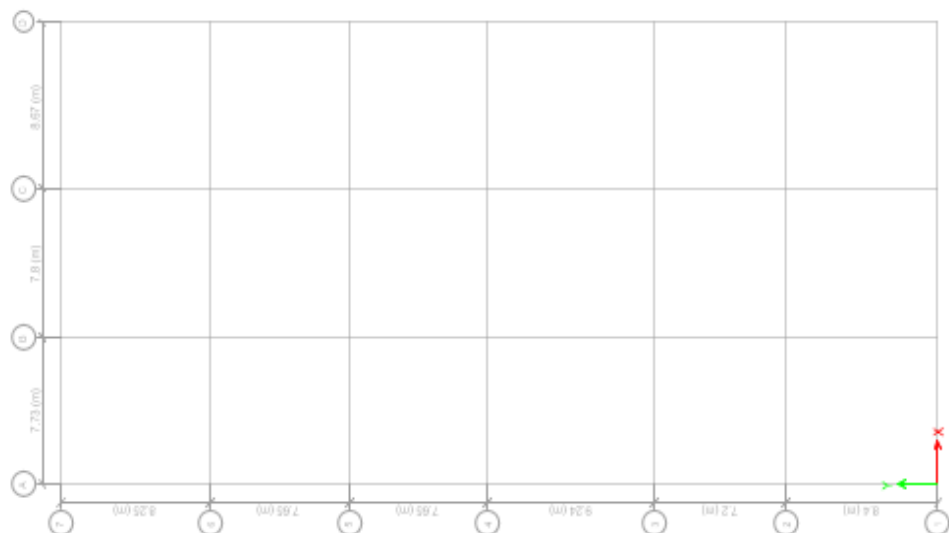


Figura N°14: Trazo de ejes de edificación en el programa ETABS para modelado
Fuente: Elaboración propia

b) Definición de materiales

Para este proyecto se utilizó un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, como se muestra en la Figura N°15, con un módulo de elasticidad definido por la ecuación:

$$Ec = 15,000 \times \sqrt{f'c} \dots \dots \dots (14)$$

$$Ec = 15,000 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

Ec = módulo de elasticidad del concreto

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto

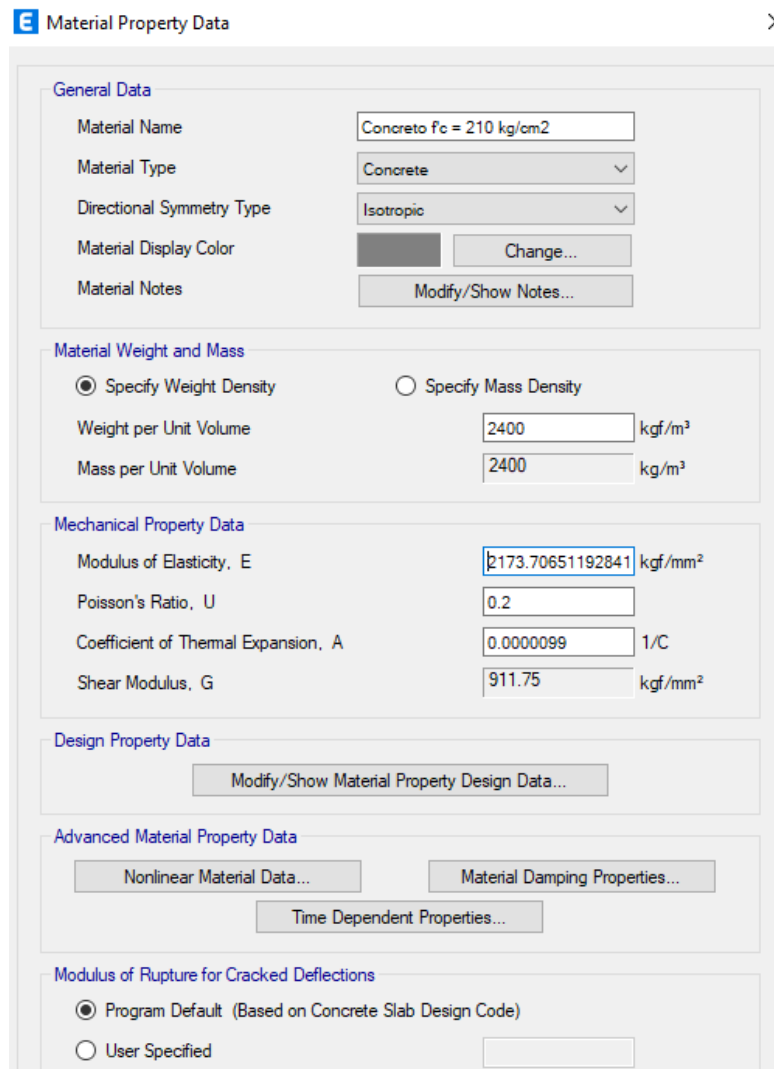


Figura N°15: Definición del material concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Fuente: Elaboración propia

De la misma manera, se utilizó un acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para las barras de refuerzo en elementos de concreto armado, como se detalla a continuación en la Figura N°16.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- General Data:** Material Name: Acero Fy = 4200 kg/cm2; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: Blue; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected); Weight per Unit Volume: 7800 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 7800 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm²; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C.
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figura N°16: Definición del material acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Fuente: Elaboración propia

c) Definición de secciones elementos Frame

Se tomaron en cuenta las medidas otorgadas por el plano del edificio y se crearon las secciones de vigas y columnas, como se muestra en la Figura N°18.

Por ejemplo, la V-T01 tiene 70 cm de ancho y 70 cm de peralte, según se indica en el plano del Edificio Reducto, como se muestra en la Figura N°17.

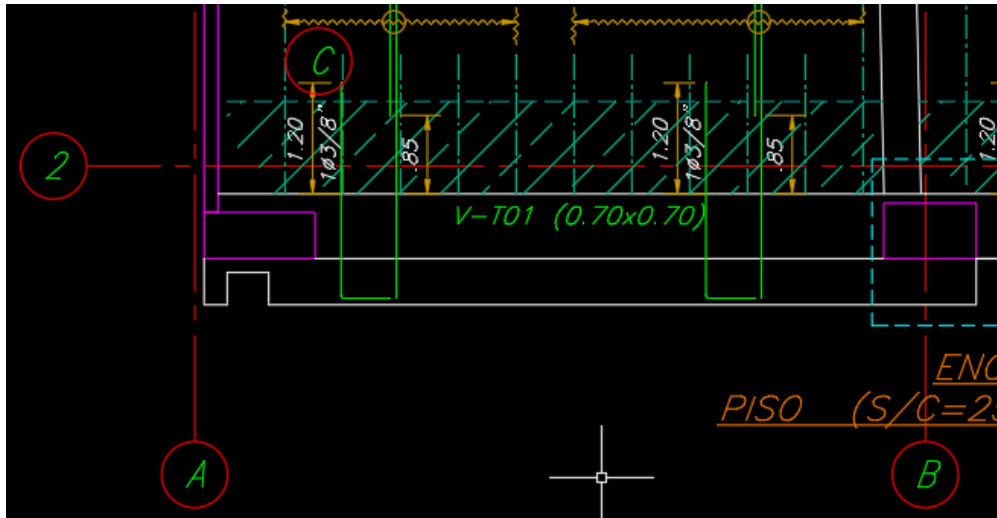


Figura N°17: Ubicación en planta de sección de viga V-T01 (0.70x0.70)
Fuente: Top Consult Ingeniería SAC, 2014

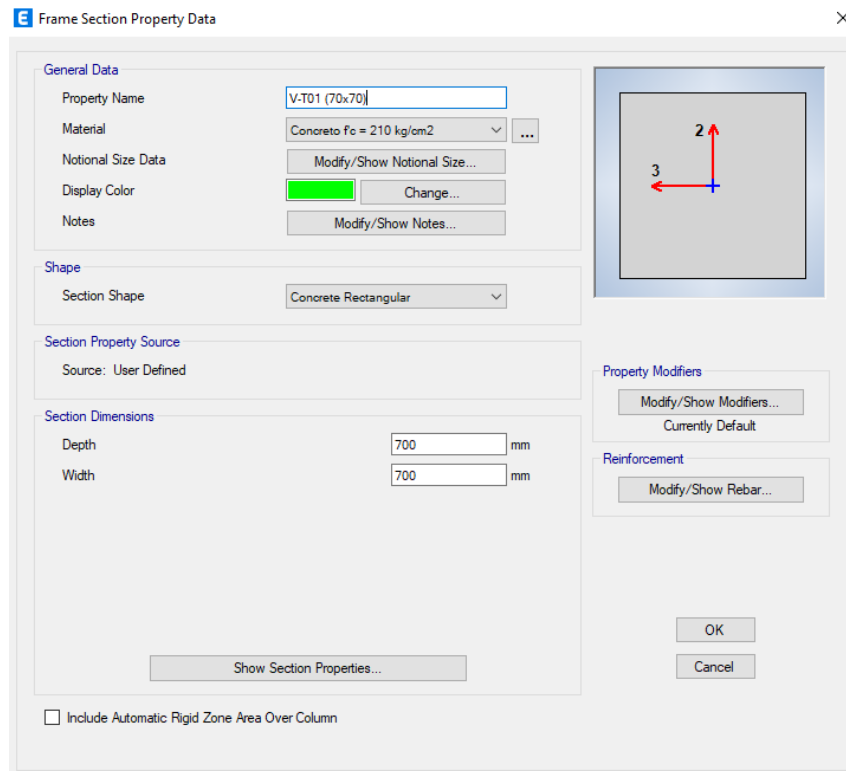


Figura N°18: Definición de sección de viga V-T01 (0.70x0.70)
Fuente: Elaboración propia

Este procedimiento se realizó con todas las secciones de vigas y columnas mostradas en la planta.

d) Definición de secciones elementos Shell

Se tomaron en cuenta los detalles de la pre losa aligerada mostrada en el plano, como se muestra en la Figura N°19, y se asignaron los espesores de losa, ancho y espaciamiento de viguetas.

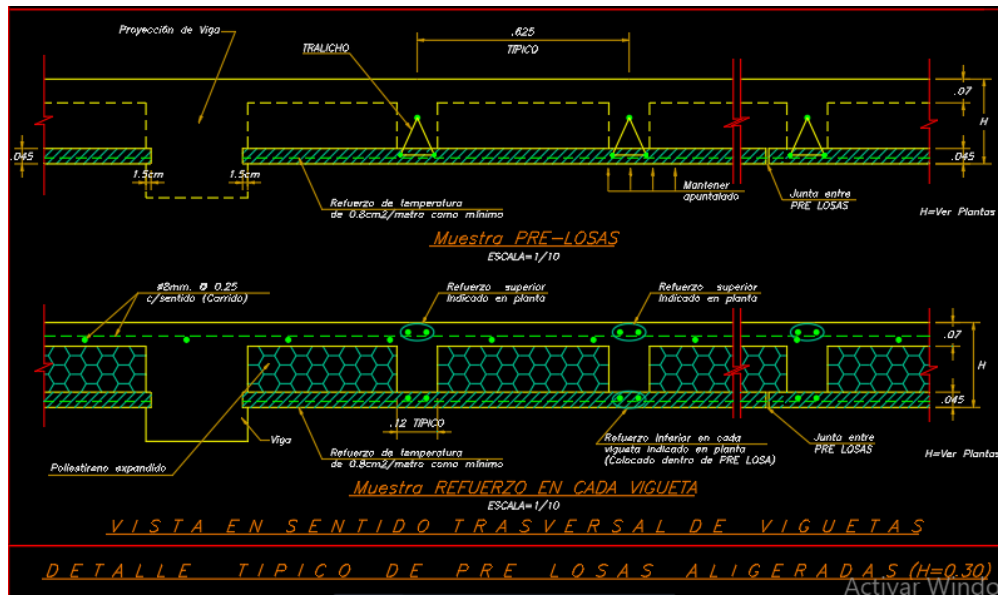


Figura N°19: Sección típica de pre losa aligerada
Fuente: Top Consult Ingeniería SAC, 2014

Como se observa en la Figura N°18, el espesor de la losa es de 7cm; el ancho de viguetas es de 12cm y el espaciamiento entre ejes de viguetas es de 12 cm. Estas características fueron introducidas al programa ETABS para definir la sección utilizando la herramienta Define – Slab Property Data, como se muestra en la Figura N°20.

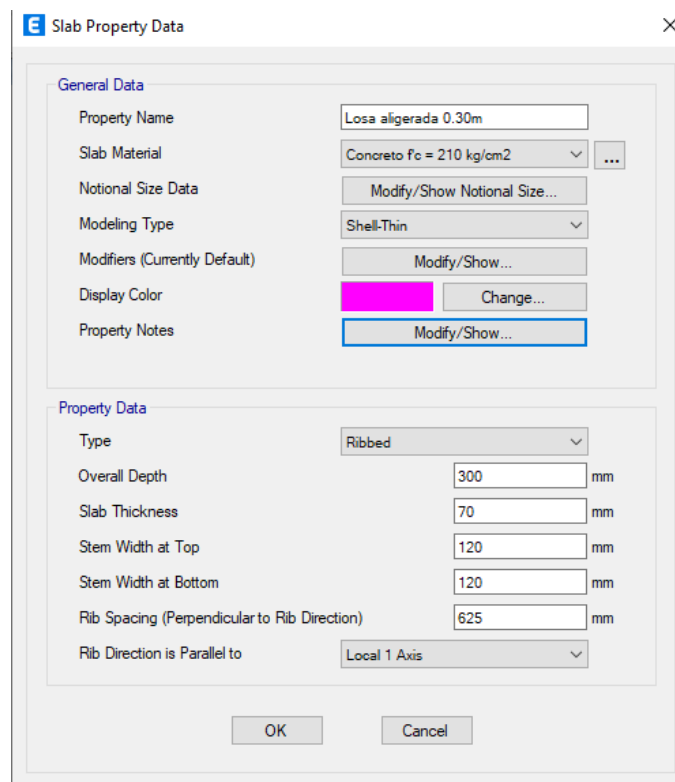


Figura N°20: Definición de sección de pre losa aligerada e = 0.30m
Fuente: Elaboración propia

e) Modelamiento de planta

Siguiendo los ejes trazados anteriormente, se procedió a dibujar la planta, asignando la propiedad de materiales y secciones específicas a cada elemento, como se muestra en la Figura N°21.

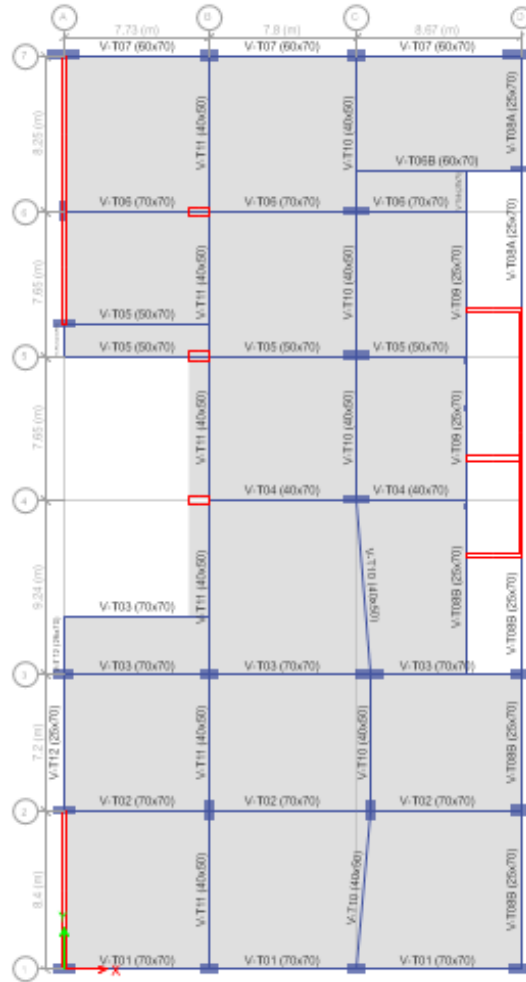


Figura N°21: Dibujo de planta en el programa ETABS
Fuente: Elaboración propia

f) Asignación de diafragma rígido

Se asignaron diafragmas rígidos en cada planta, para que cada deformación en cuanto a desplazamiento lateral sea igual en todos los elementos verticales, como se muestra en la Figura N°22. Sin embargo, no tuvo incidencia en los resultados, puesto que en esta investigación se hace énfasis en los desplazamientos y esfuerzos de los elementos horizontales.

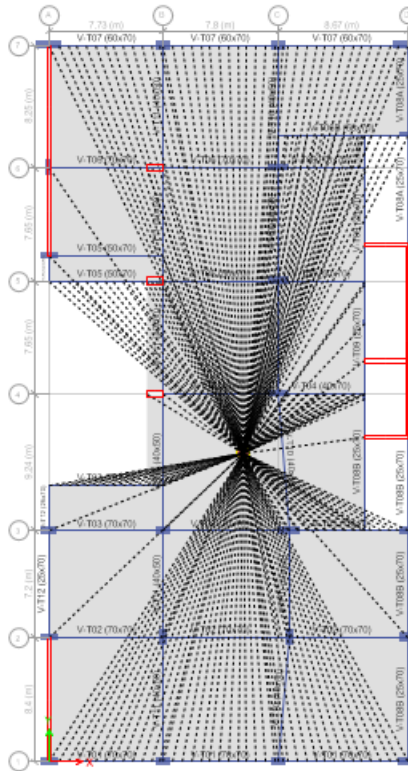


Figura N°22: Asignación de diafragma rígido
Fuente: Elaboración propia

g) Definición de cargas

Se definieron los patrones de carga tomando en cuenta la carga muerta, carga viva y cargas de sismo.

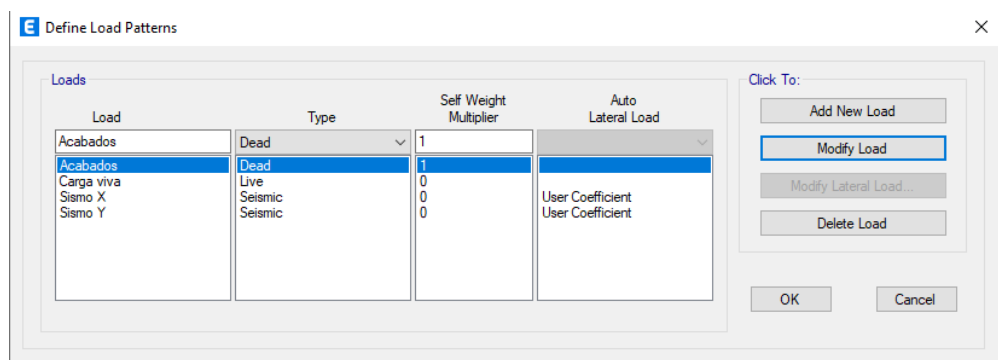


Figura N°23: Definición de patrones de carga
Fuente: Elaboración propia

Luego, para calcular las magnitudes de las cargas vivas adicionales, se tomó en cuenta la información del proveedor suministrada por Top Consult Ingeniería SAC (2014) para obtener el peso de los archivos móviles y data center.



Figura N°24: Ubicación de estantería móvil en el Piso 06
 Fuente: Top Consult Ingeniería SAC

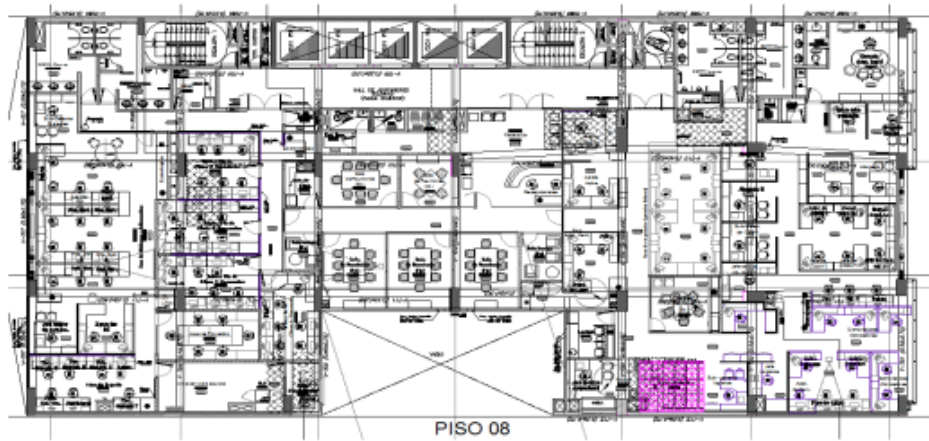


Figura N°25: Ubicación de estantería móvil en el Piso 08
 Fuente: Top Consult Ingeniería SAC

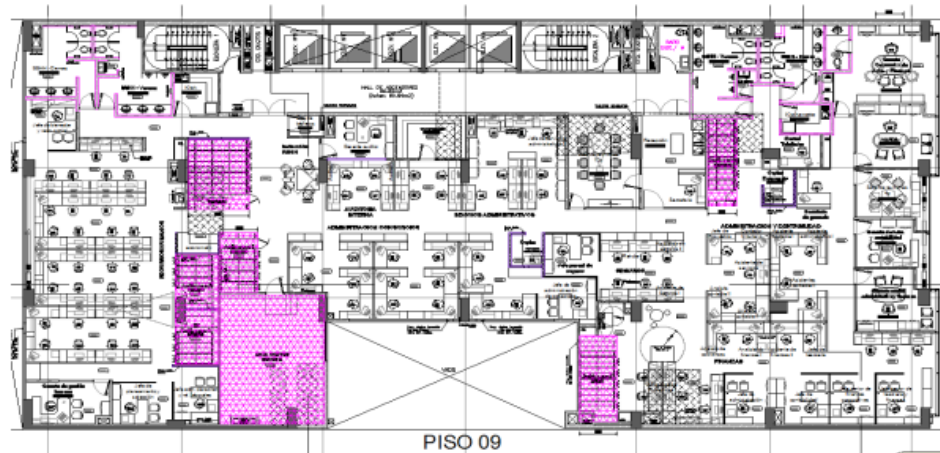


Figura N°26: Ubicación de Data Center en el Piso 09
 Fuente: Top Consult Ingeniería SAC

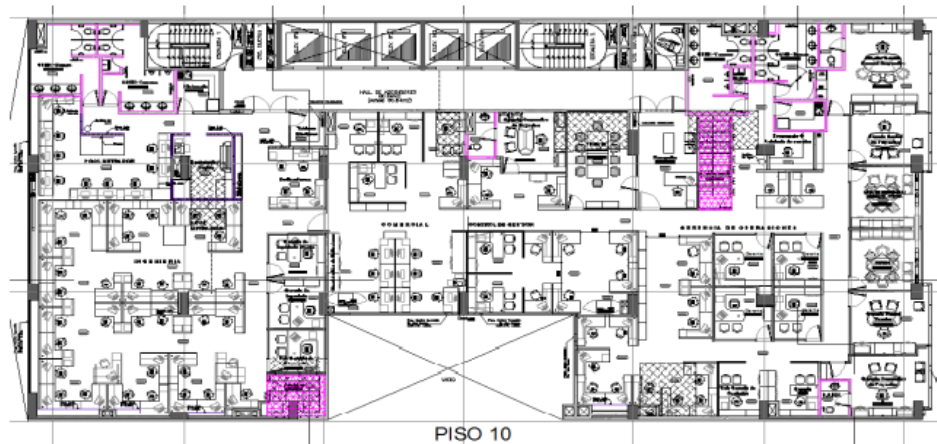


Figura N°27: Ubicación de estantería móvil en el Piso 10
 Fuente: Memoria de cálculo de Top Consult Ingeniería

Para el modelado en ETABS, si bien, según las Figuras N°24, 25, 26 y 27, las cargas adicionales señaladas en las plantas (achuradas en color magenta) aparecen focalizadas en ciertas zonas de los paños, se consideró la totalidad del paño en donde se encuentre parte de la carga para simular el estado más crítico de la estructura en caso las estanterías se muevan de posición por algún motivo logístico. Por lo tanto, cada viga de concreto tomó la franja de losa que le correspondía como carga actuante y cada paño fue sobrecargado en su totalidad, obteniendo así los momentos y cortantes actuantes para la evaluación de resistencia.

En cuanto a las sobre cargas adicionales, la memoria de cálculo proporcionada por la empresa Top Consult Ingeniería SAC indica las siguientes cargas por metro cuadrado de losa:

Tabla N°5
 Cargas vivas por archivo móvil y Data Center

Descripción	Peso (kg)	Area (m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
Archivo móvil	500	0.63	794
Data Center	17040	40	426
S/C en Data Center	-	-	300

Fuente: Memoria de cálculo de Top Consult Ingeniería

Por lo tanto, las cargas vivas que se adicionarán, tanto por archivos móviles, como por Data Center, serán de 800 kg/m², por lo que las cargas serían las siguientes:

Carga muerta (CM) = 100 kg/m² + peso propio (considerado por ETABS)

Carga viva (CV) = 250 + 150 kg/m² (típico) + 800 kg/m² = 1200 kg/m²

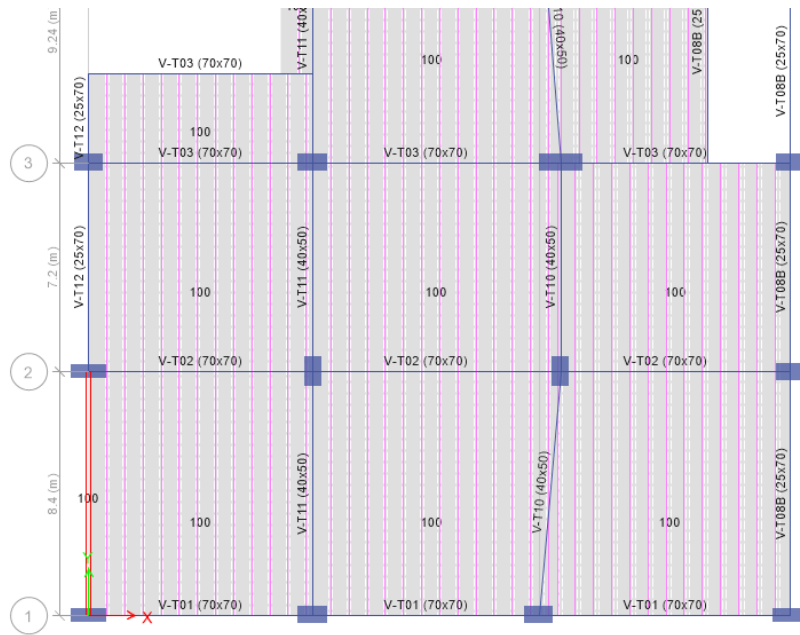


Figura N°28: Asignación de carga muerta en losas (100 kg/m²)

Fuente: Elaboración propia

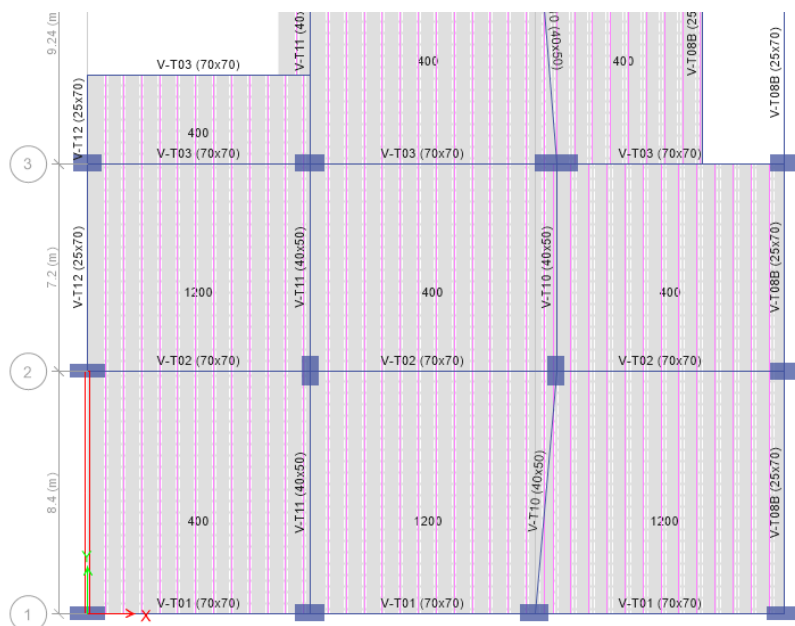


Figura N°29: Asignación de carga viva en losas (400-1200 kg/m²)

Fuente: Elaboración propia

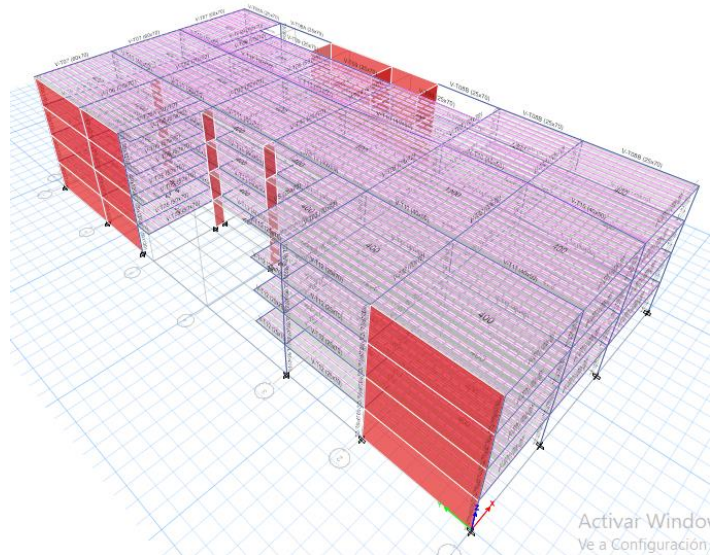


Figura N°30: Modelo tridimensional de los pisos 6, 8, 9 y 10
Fuente: Elaboración propia

h) Obtención de diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores

Se procedió a correr el modelo y verificar los resultados, tanto de diagramas de fuerzas cortantes, momentos flectores y flechas máximas, como se muestra detalladamente en la Figura N°31; y como se muestra de manera general en las Figuras N°32 a 43.

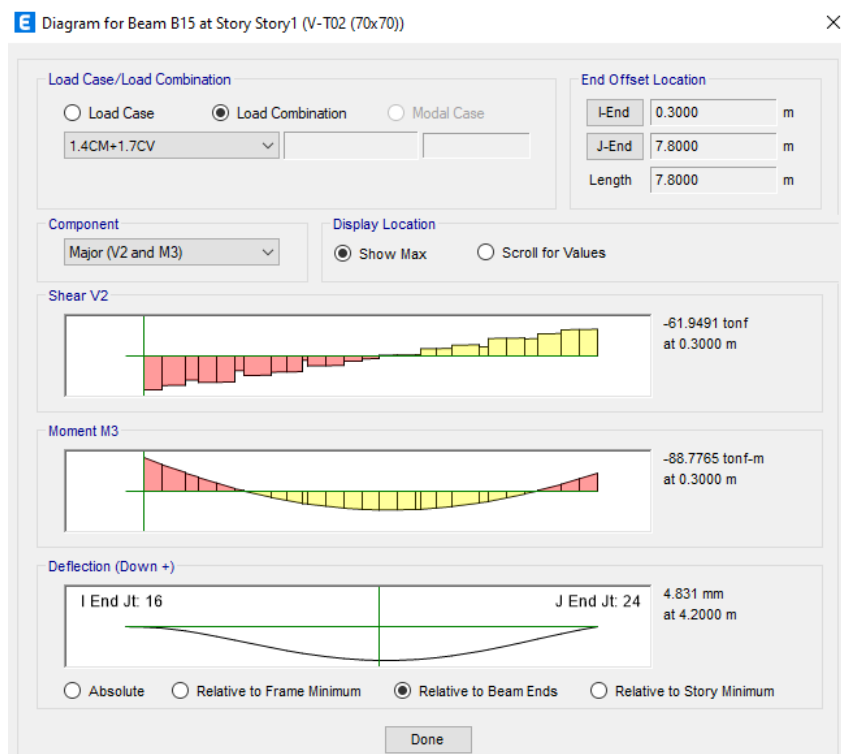


Figura N°31: Fuerzas cortantes, momentos flectores y flecha máxima en viga
Fuente: Elaboración propia

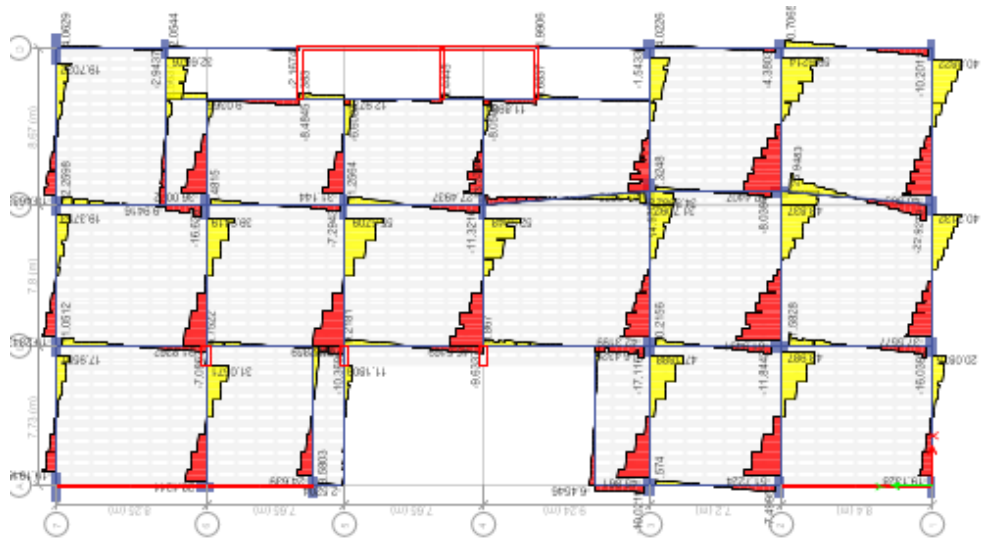


Figura N°32: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 6
Fuente: Elaboración propia

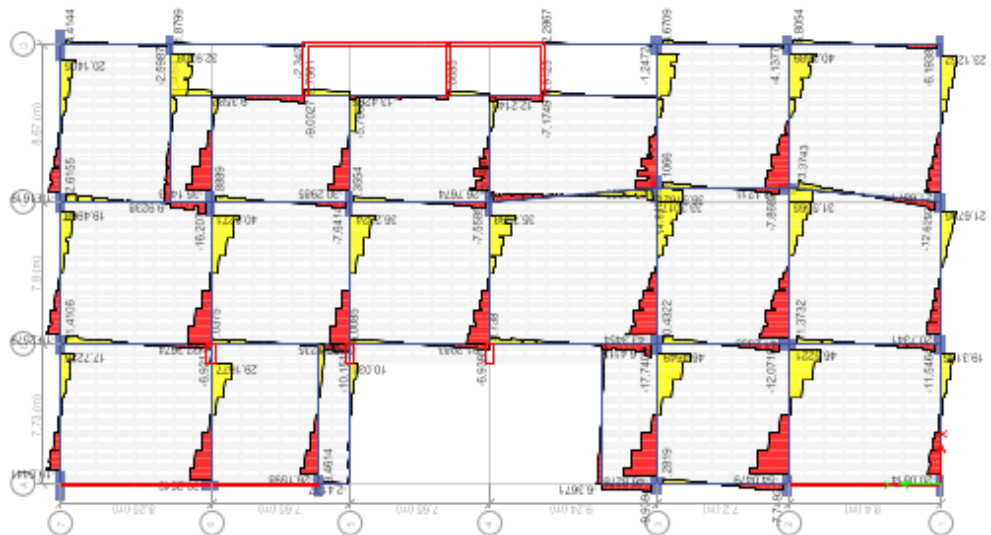


Figura N°33: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 8
Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en las Figuras N°32 y N°33, hay una diferencia notable en cuanto a fuerzas cortantes actuantes sobre las vigas de concreto armado, principalmente en las ubicadas en los ejes 2 y 3 del plano de estructuras. Esto se debe a la ubicación de los archivos móviles, la cual es diferente en cada nivel.

Lo mismo se observa en las Figuras N°34 y 35, en donde se ve que hay mayores fuerzas cortantes en las vigas en los ejes 3 y 4, respectivamente de cada piso.

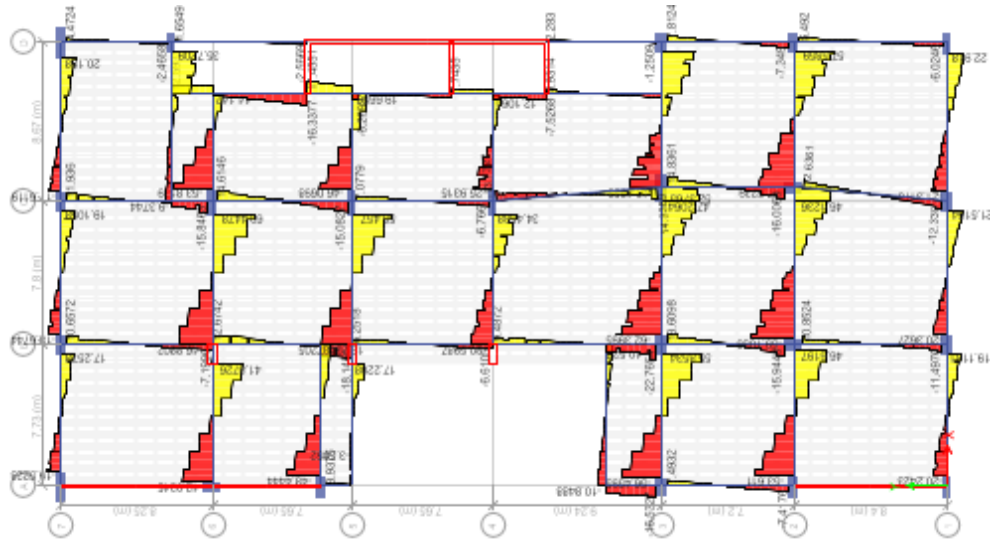


Figura N°34: Diagramas de Fuerzas Cortantes en vigas de piso 9
Fuente: Elaboración propia

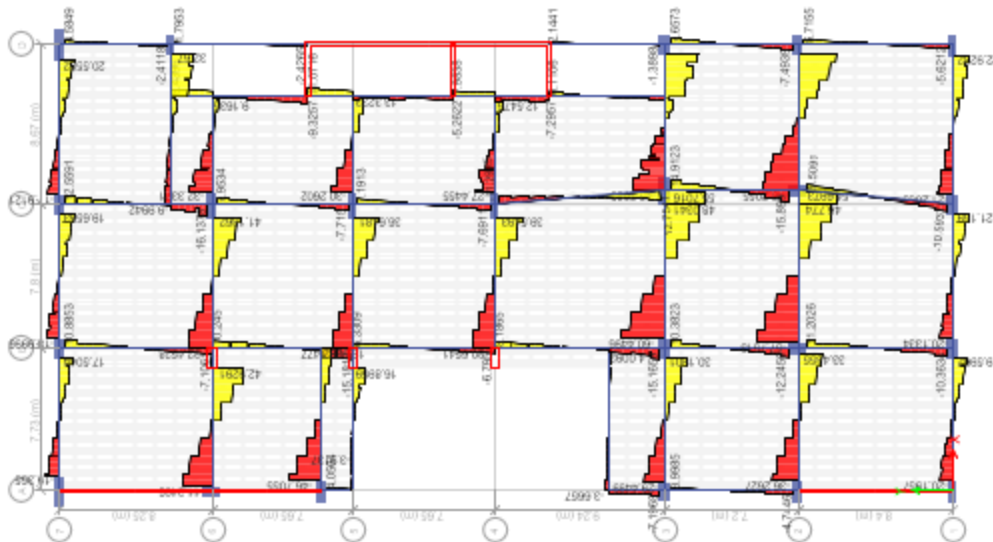


Figura N°35: Diagramas de Fuerzas Cortantes de vigas de piso 10
Fuente: Elaboración propia

De la misma manera, se procedió a calcular los momentos flectores de las vigas con el programa ETABS, como se muestra en las Figuras N°36, 37, 38 y 39. Estos momentos son los momentos últimos de diseño, los cuales se compararon más adelante con los momentos resistentes, proporcionados por el concreto y el acero de refuerzo; y, de ser necesario, se compensaron los déficits con momentos que aportan la fibra de carbono como material que trabaja a tracción junto con el acero.

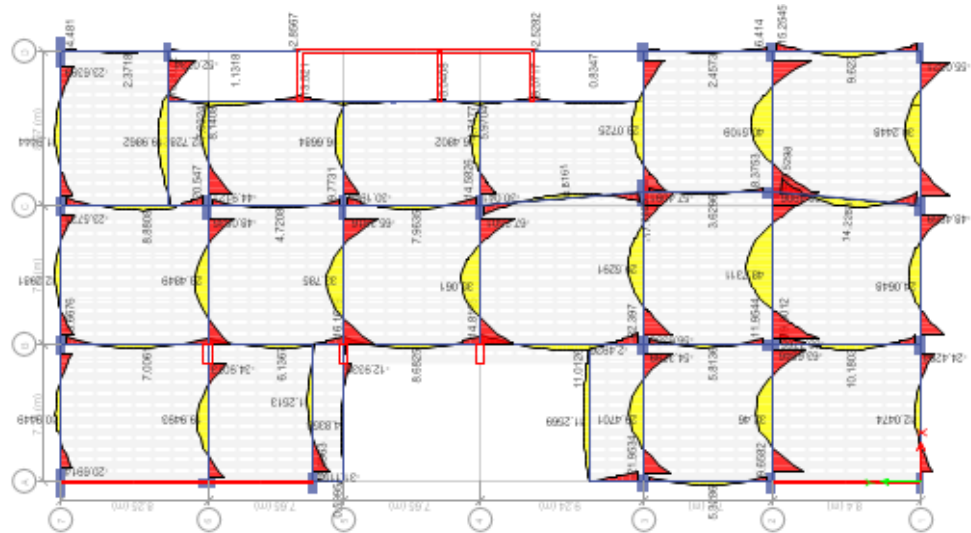


Figura N°36: Diagramas de Momentos Flectores en vigas de piso 6
Fuente Elaboración propia

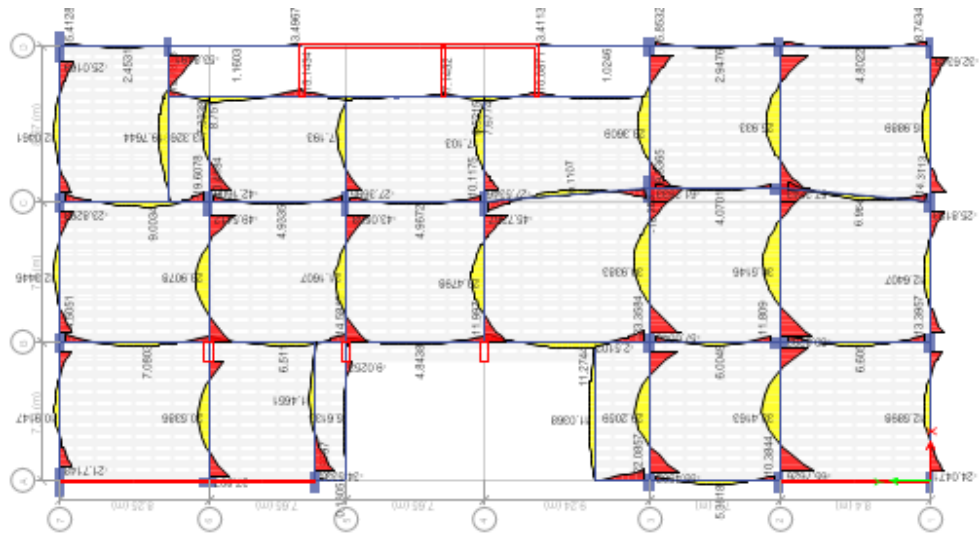


Figura N°37: Diagramas de Momentos Flectores en vigas de piso 8
Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en las Figuras N°36 y N°37, hay una diferencia notable en cuanto a momentos flectores actuantes sobre las vigas de concreto armado, principalmente en las ubicadas en los ejes 3 y 4 del plano de estructuras. Esto se debe a la ubicación de los archivos móviles, la cual es diferente en cada nivel.

Lo mismo se observa en las Figuras N°38 y 39, en donde se ve que hay mayores momentos flectores en las vigas en los ejes 3 y 4, respectivamente de cada piso.

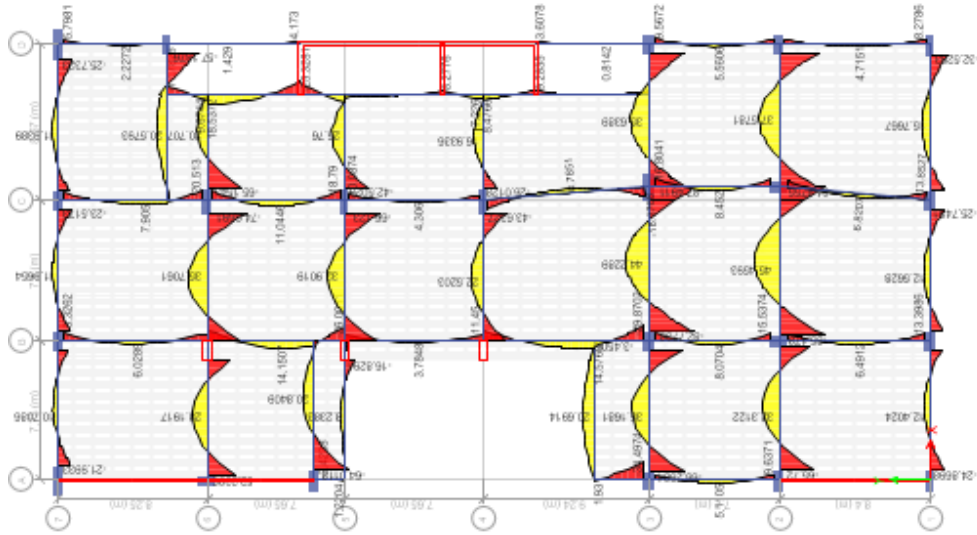


Figura N°38: Diagramas de Momentos Flectores de vigas de piso 9
Fuente: Elaboración propia

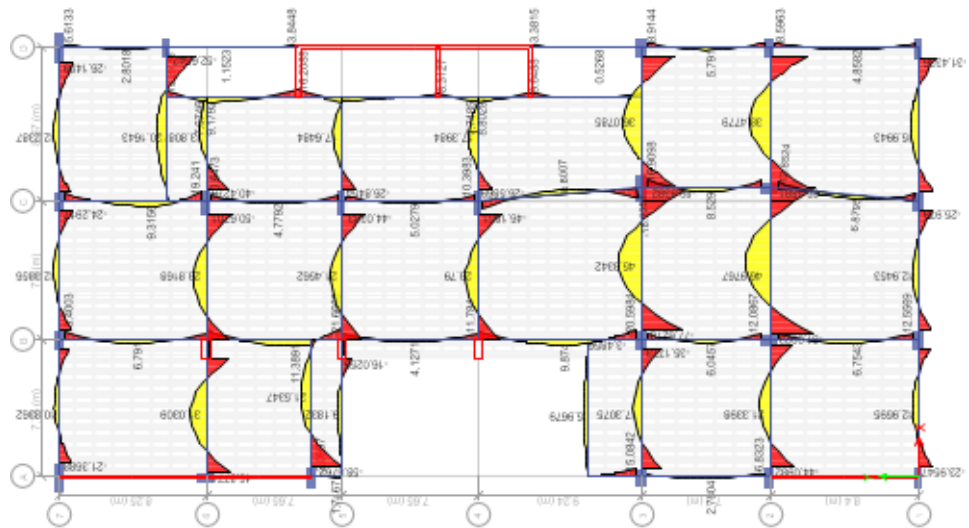


Figura N°39: Diagramas de Momentos Flectores de vigas de piso 10
Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se procedió a obtener los diagramas de momentos flectores en las pre losas aligeradas, utilizando la herramienta strips de ETABS, con el objetivo de obtener los diagramas independientes en cada vigueta, como se muestra en las Figuras N°40, 41, 42 y 43.

Estos momentos son los que deberán ser compensados por las dos alternativas de reforzamiento estructural: reforzamiento con fibra de carbono y reforzamiento con acero estructural.

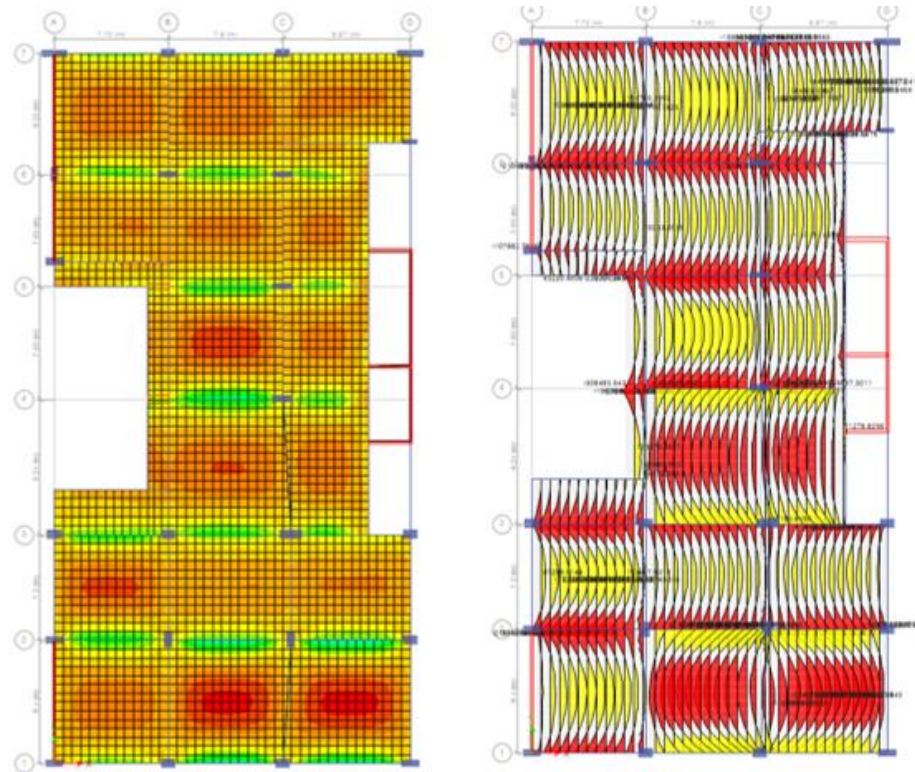


Figura N°40: Diagramas de Momentos Flectores en pre losas aligeradas piso 6
Fuente: Elaboración propia

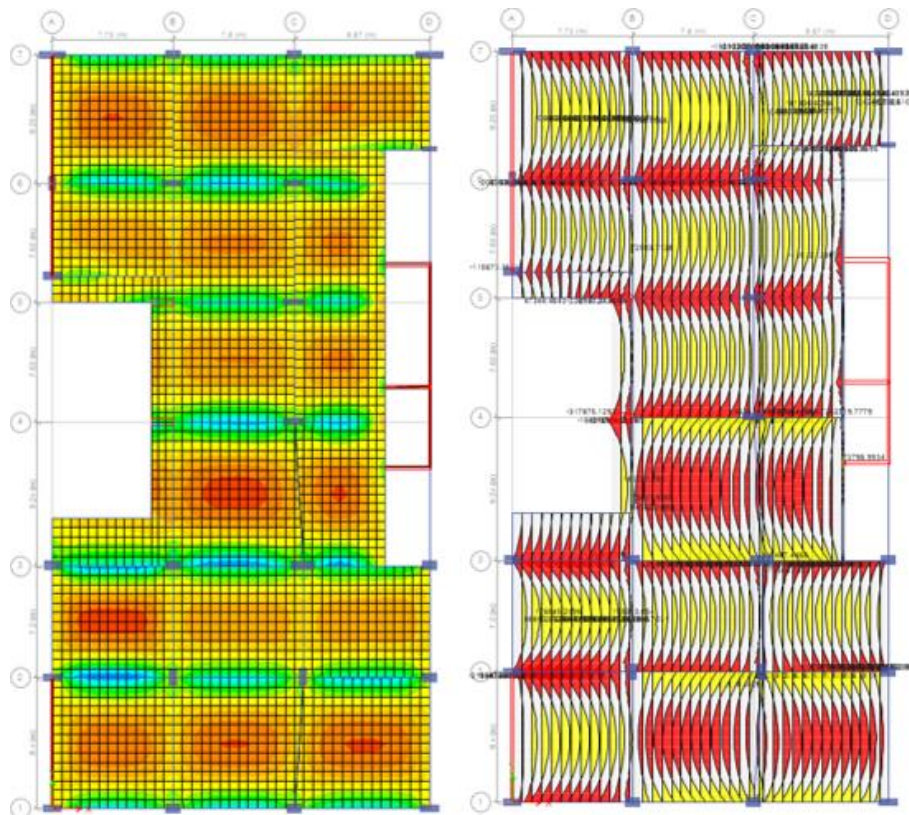


Figura N°41: Diagramas de Momentos Flectores en pre losas aligeradas piso 8
Fuente: Elaboración propia

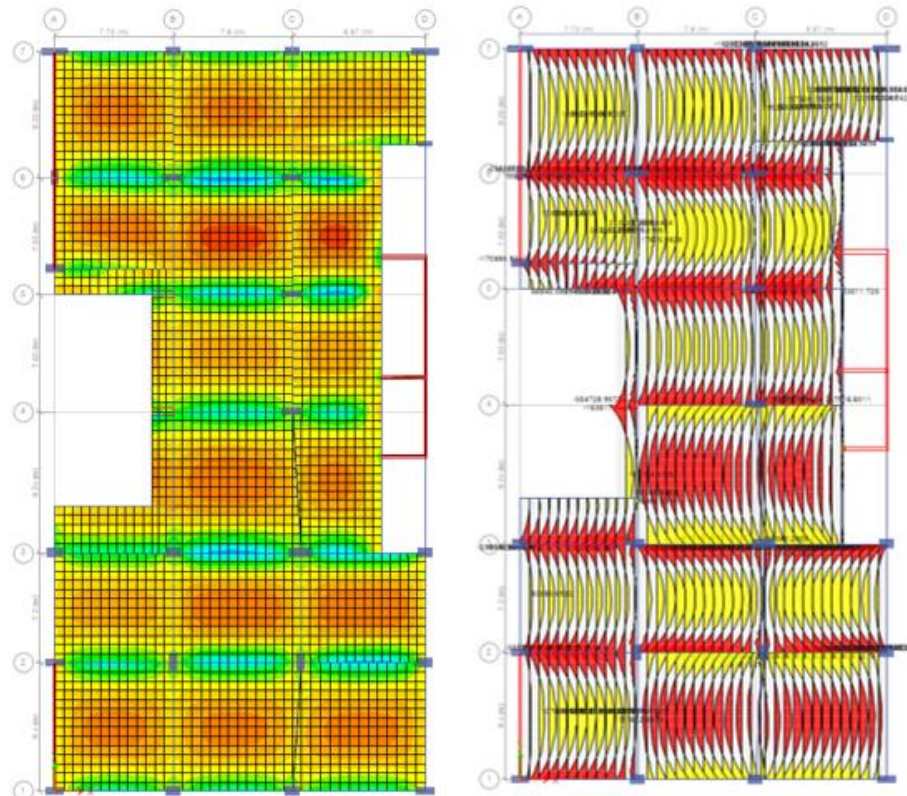


Figura N°42: Momentos flectores en pre losas aligeradas piso 9
 Fuente: Elaboración propia

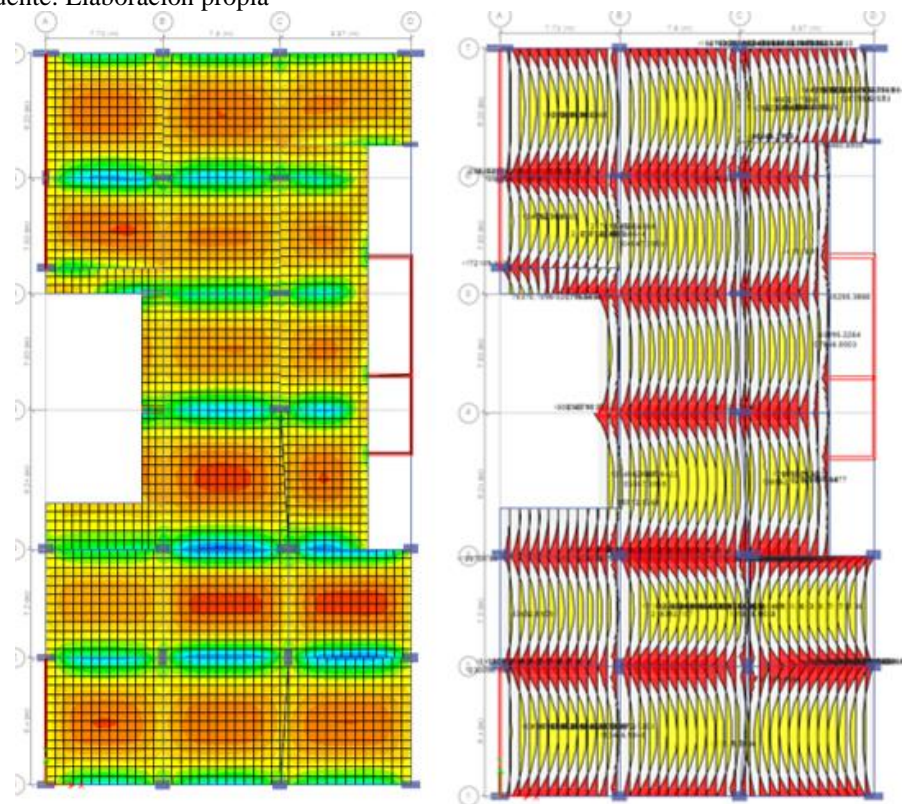


Figura N°43: Momentos flectores en pre losas aligeradas piso 10
 Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Verificación de cuantías

A continuación, se realizó la verificación de cuantías de acero en las vigas para asegurar de que exista falla dúctil; es decir, que la falla se produzca por la fluencia del acero y no por el agrietamiento del concreto.

Para la verificación de cuantías, se tuvieron en cuenta los siguientes datos:

b: ancho de sección

h: peralte de sección

d: peralte efectivo de acero positivo

d': peralte efectivo de acero negativo

f'c: resistencia a la compresión del concreto

fy: fluencia del acero de refuerzo

$\beta_1 = 0.85$

As: área de acero positivo en cm²

As': área de acero negativo en cm²

ρ : cuantía de acero

ρ_{bal} : cuantía balanceada

a) Cuantía existente

La cuantía existente de la viga VT-04 del piso 6 se calculó utilizando la siguiente fórmula.

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \dots \dots \dots (15)$$

Por lo tanto, la cuantía existente es:

$$\rho = \frac{10.16 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.40\%$$

b) Cuantía balanceada

La cuantía balanceada de la misma viga se calculó utilizando la siguiente fórmula.

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \dots \dots \dots (16)$$

Por lo tanto, la cuantía balanceada es:

$$\rho = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho = 2.13\%$$

c) Verificación

Para la verificación de cuantías, se tuvo en cuenta que la cuantía del acero en tracción sea menor a la cuantía balanceada, por lo tanto, la falla es dúctil. Se repitió el procedimiento con todas las vigas y en todos los casos los resultados mostraron falla dúctil, lo cual indica que la verificación es correcta. (Ver ANEXO 05: Hojas de cálculo para verificación de cuantías de acero en vigas)

5.1.3 Cálculo de momento nominal

El cálculo del momento nominal resistente se obtuvo con la siguiente expresión:

$$\phi M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (17)$$

En donde debemos tener en cuenta que:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \dots \dots \dots (18)$$

En la viga VT-04 del piso 6, el momento nominal ϕM_n se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi M_n = 10.16 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ cm}^2 \times \left(63.7 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{10.16 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 40 \text{ cm}} \right)}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 23.32 \text{ ton} - \text{m}$$

Se repitió el mismo procedimiento con todas las vigas y losas (Ver ANEXO 06: Hojas de cálculo para hallar momento nominal y momento último de diseño en vigas y losas).

5.1.4 Obtención de los nuevos momentos últimos de diseño

Mediante el programa ETABS, se procedió a obtener los datos de los momentos de diseño por carga muerta y carga viva, lo cuales al ser sometidos por la ecuación (11), se obtuvieron los momentos últimos de diseño de cada viga sometida a la nueva carga viva por la adición de archivos móviles y Data Center.

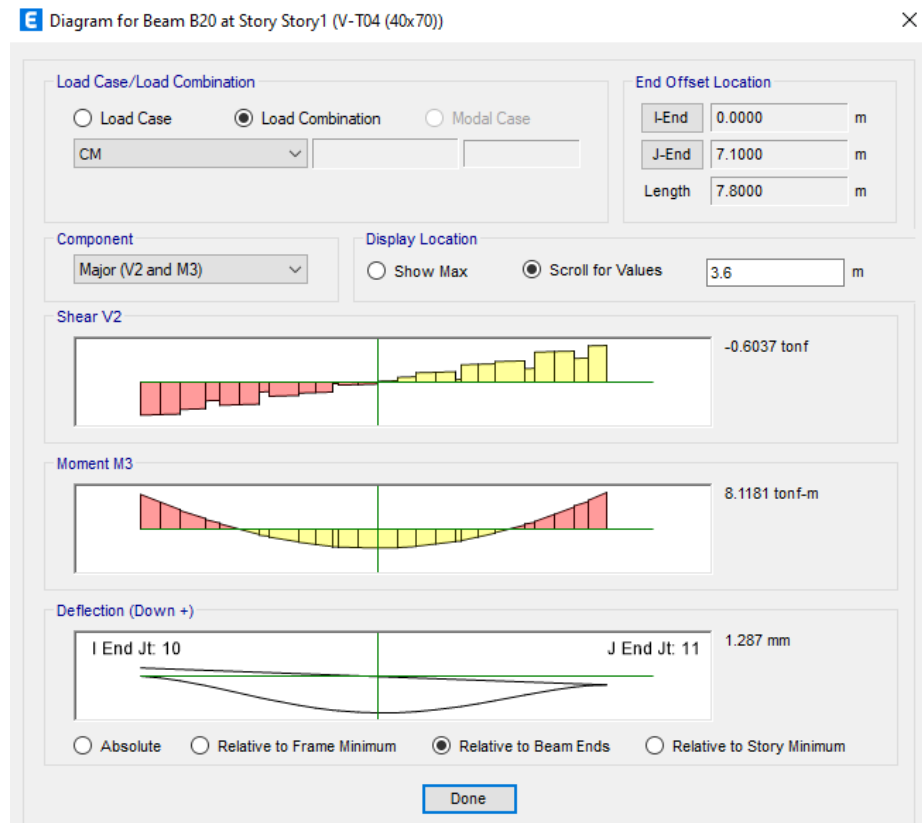


Figura N°44: Momentos máximos de carga muerta en VT-04 del piso 6
Fuente: Elaboración propia



Figura N°45: Momentos máximos de carga muerta en VT-04 del piso 6
 Fuente: Elaboración propia

Entonces, el momento último de diseño de la viga VT-04 del piso 6 será:

$$Mu = 1.4 \times 8.12 + 1.7 \times 13.91$$

$$Mu = 35.02 \text{ ton} - m$$

Se repitió el mismo procedimiento en todas las vigas y losas (Ver ANEXO 06: Hojas de cálculo para hallar momento nominal y momento último de diseño en vigas y losas).

Cálculo del cortante nominal

Para obtener el cortante nominal de las vigas, se utilizó la siguiente fórmula:

$$\phi Vn = (Vc + Vs) \dots \dots \dots (19)$$

Donde,

Vc: cortante proporcionado por el concreto, el cual se obtiene de la siguiente fórmula.

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots \dots \dots (20)$$

V_s : cortante proporcionado por el estribo, el cual se obtiene de la siguiente fórmula.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots \dots \dots (21)$$

Donde,

A_v : área del estribo de la viga

S : espaciamiento entre estribos

Por lo tanto, en la viga VT-04 del piso 6 se obtiene que:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 40 \text{ cm} \times 63.7 \text{ cm}$$

$$V_c = 19.57 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{1.42 \text{ cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 63.7 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}$$

$$V_s = 37.99 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante nominal es:

$$\phi V_n = 0.85 \times (19.57 \text{ ton} + 37.99 \text{ ton})$$

$$\phi V_n = 48.93 \text{ ton}$$

Se repitió el mismo procedimiento con todas las vigas (Ver ANEXO 07: Hojas de cálculo para hallar cortante nominal y cortante último de diseño en vigas).

5.1.5 Obtención de los nuevos cortantes últimos de diseño

De la misma manera que el punto anterior, se obtuvieron los cortantes máximos de las vigas por carga muerta y carga viva, para que al someterlos a la ecuación (11) se obtuvieran los cortantes últimos de diseño por el aumento de cargas vivas.



Figura N°46: Cortante máximo por carga muerta en VT-04 del piso 6
 Fuente: Elaboración propia



Figura N°47: Cortante máximo por carga viva en VT-04 del piso 6
 Fuente: Elaboración propia

De la misma manera, a través de la ecuación (11), el cortante último de diseño se calculó mediante:

$$Vu = 1.4 \times 12.47 \text{ ton} + 1.7 \times 20.84 \text{ ton}$$

$$Vu = 52.90 \text{ ton}$$

Se repitió el mismo procedimiento con todas las vigas (Ver ANEXO 07: Hojas de cálculo para hallar cortante nominal y cortante último de diseño en vigas).

5.1.6 Verificación de elementos a reforzar

Con todo lo anterior calculado, se procedió a comparar los momentos nominales de las vigas y losas con los momentos últimos a los que se encontraban sometidos debido al aumento de cargas vivas por archivos móviles y Data center, con el fin de saber si se necesitaba reforzar el elemento o no. En el caso de las losas, solo se hizo la comparación de momentos, ya que en el plano se indica que existe un ensanche de viguetas; lo cual significa que las losas están reforzadas por cortante.

En las siguientes tablas se indican las vigas que necesitan ser reforzadas por flexión:

Tabla N°6
Verificación de vigas a reforzar por flexión

Piso	Sección	ϕM_n	MCM	MCV	Mu	Control	Comentario
		t-m	t-m	t-m	t-m	$\phi M_n < Mu$	
6	VT-04-5BC	(+) 23.32	8.12	13.91	35.02	No Verifica	reforzar
6	VT-10-C23	(-) 22.59	5.51	11.66	27.54	No Verifica	reforzar
9	VT-11-B67	(-) 23.54	5.98	10.37	26.00	No Verifica	reforzar
9	VT-09-D67	(+) 14.95	3.86	7.72	18.53	No Verifica	reforzar
9	VT-09-D67	(-) 21.04	6.72	9.36	25.32	No Verifica	reforzar
9	VT-11-B45	(-) 19.62	10.95	8.55	29.87	No Verifica	reforzar
9	VT-12-A44'	(-) 26.65	12.88	9.69	34.51	No Verifica	reforzar
9	VT-03-4BC	(-) 81.92	21.09	31.32	82.77	No Verifica	reforzar
9	VT-03-4CD	(-) 81.92	22.81	32.68	87.49	No Verifica	reforzar
10	VT-03-4CD	(-) 81.92	23.11	33.81	89.83	No Verifica	reforzar

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, en el piso 6 se deben reforzar las vigas VT-04-5BC por positivo y la VT-10-C23 por negativo; en el piso 8 no se requiere reforzar ninguna; en el piso 9 se requiere reforzar la VT-09-D67 por positivo y las VT-11-B67, VT-09-D67, VT-11-B45, VT-12-A44', VT-03-4BC y VT-03-4CD por negativo; y finalmente en el piso 10 se requiere reforzar la VT-03-4CD por negativo.

Luego se procedió a hacer la verificación por corte en las vigas, como se indican en las siguientes tablas.

Tabla N°7
Verificación de vigas a reforzar por cortante

Piso	Sección	b cm	h cm	d cm	Av cm ²	s cm	ϕV_n t	Vu t	Comentario
6	VT-04-5BC	40.00	70.00	63.70	1.42	10	48.93	52.90	reforzar
6	VT-05-6BC	50.00	70.00	63.70	1.42	10	53.08	55.57	reforzar
6	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	15	48.65	47.20	reforzar
6	VT-02-3BC	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	61.95	reforzar
8	VT-02-3AB	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	54.05	reforzar
8	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	12.5	52.79	46.94	reforzar
9	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	63.70	1.42	15	38.16	48.44	reforzar
9	VT-05-6BC	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	55.46	reforzar
9	VT-06-7BC	70.00	70.00	41.20	1.42	10	39.71	60.46	reforzar
9	VT-05-6CD	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	46.08	reforzar
9	VT-06-7CD	70.00	70.00	41.20	1.42	10	39.71	53.82	reforzar
9	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	12.5	52.79	56.46	reforzar
9	VT-02-3BC	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	59.11	reforzar
9	VT-03-4BC	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	62.40	reforzar
9	VT-02-3CD	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	57.59	reforzar
9	VT-03-4CD	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	52.38	reforzar
10	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	63.70	1.42	15	38.16	46.71	reforzar
10	VT-03-4BC	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	60.45	reforzar
10	VT-03-4CD	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	55.70	reforzar

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, en el piso 6 se necesita reforzar las vigas VT-04-5BC, VT-05-6BC, VT-03-4AB y VT-02-3BC; en el piso 8, se necesita reforzar las vigas

VT-02-3AB y VT-03-4AB; en el piso 9, se requiere reforzar las vigas VT-06-6'AB, VT-05-6BC, VT-06-7BC, VT-05-6CD, VT-06-7CD, VT-03-4AB, VT-02-3BC, VT-03-4BC, VT-02-3CD y VT-03-4CD; y en el piso 10 se requiere reforzar las vigas VT-06A-6'AB, VT-03-4BC y VT-03-4CD.

Como se puede observar, algunas vigas requieren ser reforzadas por cortante; sin embargo, no es posible realizar dicho refuerzo con el método de reforzamiento con acero estructural; por lo tanto, este refuerzo se realizó con fibras de carbono, distribuidas en bandas en U, siguiendo el modelo de la Figura N°6.

Finalmente, se analizaron las flechas y momentos de las losas, sabiendo que la flecha máxima permisible, según la norma E.020 es de $L/360$. Por lo tanto, se obtuvo que:

Tabla N°8
Verificación de momentos y flechas máximas permisibles en losas

Piso	Paño	Luz libre m	Flecha Etabs mm	Flecha permisible mm	Mu+ t-m	ϕM_n+ t-m	Comentario +
6	23-BC	7.6	28.127	21.111	4.23	4.11	reforzar
6	23-CD	7.6	28.058	21.111	4.26	4.11	reforzar
6	34-AB	6.45	14.211	17.917	2.92	2.38	reforzar
8	34-AB	6.45	14.986	17.917	2.93	2.38	reforzar
9	34-BC	6.45	17.825	17.917	2.85	2.38	reforzar
9	34-CD	6.45	16.07	17.917	2.92	2.38	reforzar
9	6'7-AB	5.35	12.321	14.861	2.43	1.89	reforzar
9	67-BC	7.03	21.372	19.528	3.47	2.38	reforzar
9	67-CD	7.03	19.056	19.528	3.47	2.96	reforzar
10	34-BC	6.45	18.37	17.917	2.9	2.38	reforzar
10	34-CD	6.45	16.455	17.917	2.97	2.38	reforzar
10	6'7-AB	5.35	12.866	14.861	2.44	1.89	reforzar

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, en el piso 6 se deben reforzar los paños 23-BC, 23-CD y 34-AB; en el piso 8 se debe reforzar el paño 34-AB; en el piso 9 se deben reforzar los paños 34-BC, 34-CD, 6'7-AB, 67-BC y 67-CD; y en el piso 10 se deben reforzar los paños 34-BC, 34-CD y 6'7-AB

5.2 Diseño de reforzamiento con fibras de carbono

Para este primer método de reforzamiento estructural, se escogió la fibra de carbono Tyfo SCH-41 de la empresa norteamericana FYFE, la cual ha sido proveedor de fibra de carbono en diversos proyectos de reforzamiento estructural en el Perú (ver ANEXO 08: Hoja técnica de fibra de carbono Tyfo SCH-41 de FYFE).

5.2.1 Propiedades de sección y materiales

En el piso 6, la viga VT-04-5BC tiene las siguientes características:

b (ancho de viga) = 40 cm

h (peralte de viga) = 70 cm

d (peralte efectivo de viga) = 63.70 cm

A_s (área de acero de refuerzo) = 10.16 cm²

f'_c (resistencia a la compresión del concreto) = 210 kg/cm²

f_y (esfuerzo de fluencia del acero) = 4,200 kg/cm²

β_1 (factor de relación entre rectángulo de compresión y eje neutro) = 0.85

E_s (módulo de elasticidad del acero) = 2,000,000.00 kg/cm²

Las propiedades de la fibra de carbono a utilizar, según su ficha técnica son las siguientes:

f_{fu} (esfuerzo último de tensión en la dirección primaria) = 8,504.46 kg/cm²

ϵ_{fu} (elongación de rotura) = 0.0085

E_f (módulo de tensión) = 836,170 kg/cm²

t_f (espesor de la lámina) = 1.02 mm

El factor de reducción por exposición al medio ambiente, según la Tabla N°1 es $C_e = 0.95$; y el factor de reducción por delaminación, al tener bandas en U en los extremos, es de $K = 1.00$.

Según el análisis estructural, el momento último de diseño y momento nominal de la viga es:

M_u (momento último de diseño) = 35.02 ton-m

ΦM_n (momento nominal) = 23.22 ton-m

Por lo tanto, el déficit de momento resistente es de:

$$\Delta M = Mu - \phi Mn$$

$$\Delta M = 35.02 \text{ ton.m} - 23.22 \text{ ton.m}$$

$$\Delta M = 11.80 \text{ ton.m}$$

Entonces, el momento nominal resistente con el reforzamiento con fibra de carbono debe ser mayor al déficit de momento (11.80 ton-m).

Para el diseño, las nuevas características de la fibra utilizada, teniendo en cuenta el factor de reducción por exposición al medio ambiente, y el factor de reducción por delaminación son:

$$F_{fu} = 8,079 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fu} = 0.0097$$

$$E_f = 836,170 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_f = 1.02 \text{ mm}$$

En el caso de esta viga, el refuerzo de fibra de carbono escogido tiene las siguientes características:

Capa Inferior (Af1):

$$N \text{ (número de capas de refuerzo de FRP)} = 2.00$$

$$B \text{ lam (ancho de cada lámina de refuerzo de FRP)} = 35 \text{ cm}$$

$$A_f \text{ (área de refuerzo de FRP (} A_f = t \times N \times B \text{))} = 7.14 \text{ cm}^2$$

$$d_{f1} \text{ (distancia al centroide del refuerzo FRP)} = 70 \text{ cm}$$

Capas laterales (Af2):

$$N \text{ lados (número de lados laterales)} = 2$$

$$N \text{ lam (número de capas de refuerzo de FRP)} = 2$$

$$B \text{ lam (ancho de cada lámina de refuerzo de FRP por lado)} = 0$$

$$A_f \text{ (área de refuerzo de FRP (} A_f = t \times N \times B \text{))} = 0$$

$$d_{f2} \text{ (distancia al centroide del refuerzo FRP)} = 70 \text{ cm}$$

5.2.2 Cálculo de las propiedades de la sección estado elástico agrietado

El módulo de elasticidad del concreto se halló con la ecuación (14):

$$E_c = 15,000 \times \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (14)$$

$$E_c = 15,000 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, se procedió a hallar la relación entre módulos de elasticidad del acero y concreto con la siguiente expresión:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots \dots \dots (22)$$

$$n = \frac{2,000,000}{217,370.65}$$

$$n = 9.20$$

Luego, se calculó la sección equivalente para el cálculo de inercia y eje neutro $n(A_s)$ con la siguiente expresión:

$$n(A_s) = 93.48 \text{ cm}^2$$

La cuantía de refuerzo por tracción, según el análisis estructural, es:

$$\rho = 0.00399$$

Luego, se procedió a calcular el factor “k” para el cálculo de inercia y eje neutro con la siguiente expresión:

$$k = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \dots \dots \dots (23)$$

$$k = -0.00399 \times 9.20 + \sqrt{(0.00399 \times 9.20)^2 + 2 \times 0.00399 \times 9.20}$$

$$k = 0.24$$

Por lo tanto, el eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin FRP) se calculó con la siguiente expresión:

$$kd = 0.24 \times 63.70 \text{ cm}$$

$$kd = 15.08 \text{ cm}$$

Finalmente, el momento de inercia de la sección agrietada se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$I_{cr} = \frac{b \times (kd)^3}{3} + n \times A_s \times (d - kd)^2 \dots \dots \dots (24)$$

$$I_{cr} = \frac{40 \text{ cm} \times (15.08 \text{ cm})^3}{3} + 9.20 \times 10.16 \text{ cm}^2 \times (63.70 \text{ cm} - 15.08 \text{ cm})^2$$

$$I_{cr} = 266,703.70 \text{ cm}^4$$

Además, obtenemos las deformaciones unitarias en el momento de colocación del FRP mediante las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{fi}(1) = M_o \times \frac{df1 - kd}{E_c \times I_{cr}} \dots \dots \dots (25)$$

$$\varepsilon_{fi}(2) = M_o \times \frac{df2 - kd}{E_c \times I_{cr}} \dots \dots \dots (26)$$

Sin embargo, en estos casos el $df1$ es igual al $df2$; es decir, el peralte de la viga es de 70 cm. Por lo tanto, tenemos que:

$$\varepsilon_{fi}(1) = \varepsilon_{fi}(2)$$

$$= 8.12 \text{ ton. m} \times \frac{70 \text{ cm} - 0.24 \text{ cm}}{217,370.65 \text{ kg/cm}^2 \times 266,703.70 \text{ cm}^4} \times 10^5$$

$$\varepsilon_{fi}(1) = \varepsilon_{fi}(2) = 0.000769$$

5.2.3 Cálculo de la sección reforzada con FRP

Primero, calculamos las deformaciones máximas por delaminación del sistema FRP en la capa inferior mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{fd} = 0.1323 \times \sqrt{\frac{f'c}{n \times E_f \times t_f}}; \varepsilon_{fd} < 0.9 \times \varepsilon_{fu} \dots \dots \dots (27)$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.1323 \times \sqrt{\frac{210 \text{ kg/cm}^2}{2 \times 836,170 \text{ kg/cm}^2 \times 0.102 \text{ cm}}}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.002481 < 0.9 \times \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.004642$$

Entonces,

$$k\varepsilon_{fd} = 1.0 \times 0.004642$$

$$k\varepsilon_{fd} = 0.004642$$

5.2.4 Cálculo de la resistencia por flexión

Primero, se calculó el eje neutro, asumiendo falla del concreto, por lo cual tenemos que:

$$C \text{ (eje neutro)} = 14.01 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_c \text{ (máxima deformación del concreto)} = 0.003$$

Luego se verificó si el tipo de falla es por fluencia de la fibra de carbono o por aplastamiento del concreto.

Se procedió a calcular la deformación efectiva con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_c \times \left(\frac{df - c}{c} \right) - \varepsilon_{fi} \dots \dots \dots (28)$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \times \left(\frac{70 \text{ cm} - 14.01 \text{ cm}}{14.01 \text{ cm}} \right) - 0.000769$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.01122$$

La deformación efectiva en la fibra será el valor mínimo entre ε_{fe} o ε_{fd} ; por lo tanto, tenemos que:

$$\varepsilon_{fe} = 0.00464$$

Luego se procedió a hacer la revisión de esfuerzos, deformaciones y equilibrio:

a) Concreto

Primero se halló la deformación del concreto con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_c = \frac{(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})}{\left(\frac{c}{df - c} \right)} \dots \dots \dots (29)$$

$$\varepsilon_c = \frac{(0.00464 + 0.000769)}{\left(\frac{14.01 \text{ cm}}{70 \text{ cm} - 14.01 \text{ cm}} \right)}$$

$$\varepsilon_c = 0.001340$$

Luego, el parámetro del bloque de esfuerzos:

$$\varepsilon_{c'} = 1.7 \times \frac{f'_c}{E_c} \dots \dots \dots (30)$$

$$\varepsilon_{c'} = 1.7 \times \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{217,370.65 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_{c'} = 0.001642$$

Luego, el parámetro del bloque de esfuerzos β_1 :

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon c' - \varepsilon c}{6\varepsilon c' - 2\varepsilon c} \dots \dots \dots (31)$$

$$\beta_1 = \frac{4 \times 0.001642 - 0.003}{6 \times 0.001642 - 2 \times 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.7299$$

Luego, el otro parámetro del bloque de esfuerzos α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon c' \times \varepsilon c - \varepsilon c^2}{3 \times \beta_1 \times \varepsilon c'^2} \dots \dots \dots (32)$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \times 0.001642 \times 0.003 - 0.003^2}{3 \times 0.7299 \times 0.001642^2}$$

$$\alpha_1 = 0.8193$$

Por lo tanto, la compresión del concreto se obtiene:

$$C_c = \alpha_1 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times c \dots \dots \dots (33)$$

$$C_c = 0.8193 \times 0.7299 \times 210 \frac{kg}{cm^2} \times 40 \text{ cm} \times 14.01 \text{ cm}$$

$$C_c = 70,389.05 \text{ kg}$$

b) Acero tensión

Primero, se halló la deformación del acero con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \times (d - c)}{df - c} \dots \dots \dots (34)$$

$$\varepsilon_s = \frac{(0.00464 + 0.000769) \times (63.70 \text{ cm} - 14.01 \text{ cm})}{70 \text{ cm} - 14.01 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_s = 0.0048$$

Luego se calculó el esfuerzo en el acero:

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s < f_y \dots \dots \dots (35)$$

$$f_s = 2,000,000.00 \frac{kg}{cm^2} \times 0.00464 < f_y$$

$$f_s = 9,604.79 > f_y$$

$$f_s = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, la tensión en el acero es:

$$T_s = A_s \times f_y \dots \dots \dots (36)$$

$$T_s = 10.16 \text{ cm}^2 \times 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_s = 42,672.00 \text{ kg}$$

c) Fibra de carbono

Primero, teniendo la deformación, se calculó el esfuerzo de la fibra mediante la siguiente expresión:

$$f_{f1} = E_f \times \epsilon_{fe} \dots \dots \dots (37)$$

$$f_{f1} = 836,170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.00464$$

$$f_{f1} = 3,881.52 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la tensión de la fibra de carbono es:

$$T_{f1} = A_f \times f_{f1} \dots \dots \dots (38)$$

$$T_{f1} = 7.14 \text{ cm}^2 \times 3,881.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{f1} = 27,714.05 \text{ kg}$$

d) Equilibrio de fuerzas

Teniendo en cuenta las fuerzas calculadas del concreto, el acero y la fibra de carbono, el equilibrio de fuerzas se da de la siguiente manera:

$$R = -C_c + T_s + T_f \dots \dots \dots (39)$$

$$R = -70,389.05 \text{ kg} + 42,672 \text{ kg} + 27,714.05 \text{ kg}$$

$$R = -3.00 < 0.01\% \times (T_s + T_f) = OK$$

e) Cálculo de la resistencia a flexión:

Finalmente, se realizó el cálculo de la resistencia total a flexión M_n mediante:

$$M_{ns} = A_s \times f_y \times (d - \beta_1 \times c/2) \dots \dots \dots (40)$$

$$M_{ns} = 10.16 \text{ cm}^2 \times 4,200 \text{ kg/cm}^2 \times (63.70 \text{ cm} - 0.7299 \times 14.01 \text{ cm}/2)$$

$$M_{ns} = 2,499,991.22 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{nf1} = A_{f1} \times f_{f1} \times (d_{f1} - \beta_1 \times c/2) \dots \dots \dots (41)$$

$$Mnf1 = 7.14 \text{ cm}^2 \times 3,881.52 \text{ kg/cm}^2 \times (70 \text{ cm} - 0.7299 \times 14.01 \text{ cm}/2)$$

$$Mnf1 = 1,798,260.05 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mnf2 = 0.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Entonces:

$$Mn = Mns + Mnf1 + Mnf2 \dots \dots \dots (42)$$

$$Mn = 25 \text{ ton} + 17.98 \text{ ton} + 0$$

$$Mn = 42.98 \text{ ton}$$

5.2.5 Cálculo del momento resistente de la sección

Como la deformación del acero ϵ_s es menor a 0.010, los factores de reducción son los siguientes:

$$\Phi \text{ (factor de reducción para flexión)} = 0.88$$

$$\Psi \text{ (factor de reducción para FRP)} = 0.85$$

Por lo tanto, el momento resistente de la sección se calculó con la ecuación (5):

$$Mu = \Phi \times (Mns + \psi Mnf1 + \psi Mnf2) \dots \dots \dots (5)$$

$$Mu = 0.88 \times (25 + 0.85 \times 17.98 + 0.85 \times 0)$$

$$Mu = 35.57 \text{ ton.m} > 35.02 \text{ ton.m} \Rightarrow OK$$

Se repitió el mismo procedimiento con todas las vigas y viguetas de losa (ver ANEXO 09: Hojas de cálculo para reforzamiento con FRP por flexión en vigas; y ANEXO 10: Hojas de cálculo para reforzamiento con FRP por flexión en losas).

5.2.6 Verificación de la capacidad por cortante de la sección

En la misma viga, la VT-04-5BC, se tienen los datos de estribos: refuerzos de 3/8" espaciados para 10 cm; por lo tanto, obtenemos los siguientes parámetros:

$$Av \text{ (área del refuerzo de acero por cortante)} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ (espaciamiento entre estribos)} = 10 \text{ cm}$$

Del análisis estructural, se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes actuantes:

$$VCM \text{ (fuerza cortante por carga muerta)} = 12.47 \text{ ton}$$

$$VCV \text{ (fuerza cortante por carga viva)} = 20.85 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante último de diseño es $V_u = 52.903 \text{ ton}$. Y, para hallar la capacidad por corte de la sección sin reforzar con FRP, se utilizó la ecuación (19):

$$\phi V_n = \phi x (V_c + V_s) \dots \dots \dots (19)$$

En donde:

ΦV_n : cortante nominal

V_c : cortante que toma el concreto

V_s : cortante que toma el acero

Φ (factor de reducción por cortante) = 0.85

Además, tenemos:

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f'c} x b x d \dots \dots \dots (20)$$

$$V_c = 0.53 x \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} x 40 \text{ cm} x 63.70 \text{ cm}$$

$$V_c = 19,569.70 \text{ kg}$$

Y, además:

$$V_s = \frac{A_v x f_y x d}{s} \dots \dots \dots (21)$$

$$V_s = \frac{1.42 \text{ cm}^2 x 4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} x 63.70 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}$$

$$V_s = 37,990.68 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la cortante resistente sin reforzar es:

$$\phi V_n = 0.85 x (19,569.70 \text{ kg} + 37,990.68 \text{ kg})$$

$$\phi V_n = 48,926.35$$

Finalmente, obtenemos que el déficit de cortante ΔV es:

$$\Delta V = V_u - \phi V_n \dots \dots \dots (43)$$

$$\Delta V = 52.903 \text{ ton} - 48.926 \text{ ton}$$

$$\Delta V = 3.977 \text{ ton}$$

5.2.7 Verificación del nivel de resistencia sin FRP

Según el ACI-440, la sección debe ser capaz de resistir, sin reforzamiento, la combinación dada por la ecuación (1):

$$1.1 \times VCM + 0.75 \times VCV \dots \dots \dots (1)$$

Por lo tanto, tenemos que:

$$1.1 \times 12.47 \text{ ton} + 0.75 \times 20.85 \text{ ton}$$

$$29.35 \text{ ton} < \phi \times (Vc + Vs) \text{ OK}$$

5.2.8 Cálculo de cortante por FRP

La contribución del cortante de la fibra de carbono se calculó mediante la ecuación (7):

$$V_f = \frac{A_{fv} \times f_{fe} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times d_{fv}}{s_f} \dots \dots \dots (7)$$

Donde:

A_{fv} : área de la fibra de carbono resistente a cortante

f_{fe} : esfuerzo de la fibra de carbono a cortante

α : ángulo de inclinación del refuerzo de fibra de carbono a cortante

d_{fv} : peralte efectivo del refuerzo de la fibra de carbono a cortante

s_f : espaciamiento entre ejes de bandas de fibra de carbono a cortante

Para hallar el área de fibra de carbono, se seleccionó para esta viga una banda de refuerzo en forma de U de 10cm de ancho, un espaciamiento de 10 cm y un peralte efectivo de 40 cm.

Por lo tanto, el área se calculó con la ecuación (8):

$$A_{fv} = 2 \times n \times t_f \times w_f \dots \dots \dots (8)$$

$$A_{fv} = 2 \times 1 \times 0.102 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$$

$$A_{fv} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Para hallar el esfuerzo de la fibra de carbono, se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$f_{fe} = E_f \times \epsilon_{fe} \dots \dots \dots (44)$$

La deformación de la fibra, al ser una sección envuelta en U, se calcula de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{fe} = k_v \times \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \dots \dots \dots (45)$$

Donde k_v es el coeficiente de reducción de bonos y se halla de la siguiente manera:

$$k_v = \frac{k_1 \times k_2 \times L_e}{468 \times \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \text{ (en pulg.-lb)} \dots \dots \dots (46)$$

Donde también, L_e , que es la longitud de enlace activo, se halla con la siguiente expresión:

$$L_e = \frac{2500}{(n \times t_f \times E_f)^{0.58}} \text{ (en pulg.-lb)} \dots \dots \dots (47)$$

Entonces, convirtiendo al sistema inglés, tenemos que:

$$t_f = 0.04 \text{ pulg}$$

$$E_f = 11,892,935 \text{ psi}$$

Por lo tanto, el L_e es igual a:

$$L_e = \frac{2500}{(n \times 0.04 \text{ pulg} \times 11,892,935 \text{ lb/pulg}^2)^{0.58}}$$

$$L_e = 1.27 \text{ pulg} = 3.235 \text{ cm}$$

Además, los factores de reducción de bonos k_1 y k_2 se hallan de la siguiente manera:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{4000} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ (pulg.-lb)} \dots \dots \dots (48)$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \text{ para envolturas en U} \dots \dots \dots (49)$$

Sin embargo, convirtiendo a kg/cm^2 , tenemos:

$$k_1 = \left(\frac{210 \text{ kg/cm}^2}{280 \text{ kg/cm}^2} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$k_1 = 0.825$$

$$k_2 = \frac{40 \text{ cm} - 3.235 \text{ cm}}{40 \text{ cm}}$$

$$k_2 = 0.919$$

Por lo tanto, el coeficiente de reducción de bonos es:

$$k_v = \frac{0.825 \times 0.919 \times 1.27}{468 \times (0.95 \times 0.0097)}$$

$$k_v = 0.224$$

Entonces, la deformación en la fibra de carbono es:

$$\varepsilon_{fe} = 0.224 \times 0.0092$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.002061 < 0.004$$

Con lo obtenido anteriormente, el esfuerzo de la fibra de carbono al cortante es:

$$f_{fe} = 836,170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.002061$$

$$f_{fe} = 1,723.07 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, la contribución de la fibra de carbono al cortante es:

$$V_f = \frac{2.04 \text{ cm}^2 \times 1,723.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 40 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}$$

$$V_f = 14,060.24 \text{ kg}$$

5.2.9 Resistencia de la sección reforzada con FRP a cortante

La resistencia a cortante reforzada por la fibra de carbono se calculó con la ecuación (6):

$$\phi V_n = \phi \times (V_c + V_s + \psi V_f) \dots \dots \dots (6)$$

$$\phi V_n = 0.85 \times (19,569.70 \text{ kg} + 37,990.68 \text{ kg} + 0.85 \times 14,060.24 \text{ kg})$$

$$\phi V_n = 59,084.88 > V_u = 52,903 \text{ kg OK}$$

5.2.10 Límites de refuerzo según el ACI-440

Según el ACI-440-2R.17, la resistencia total a cortante proporcionada por el acero de refuerzo y la fibra de carbono no deben exceder de:

$$V_s + V_f \leq 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \dots \dots \dots (50)$$

$$37,990.68 \text{ kg} + 14,060.24 \text{ kg} \leq 2 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

$$52,050.92 \text{ kg} \leq 73,848.06 \text{ kg OK}$$

Se Repitió el mismo procedimiento con todas las vigas a reforzar por cortante.

5.2.11 Resultados

Como resultado del reforzamiento con fibras de carbono, se obtuvieron las siguientes medidas de los refuerzos por flexión y cortante en vigas; y por flexión en la pre losa:

Tabla N°9

Resumen de refuerzos con fibra de carbono por flexión en vigas

Piso	Elemento	N° capas	Ancho cm	φMn nuevo ton-m	Incremento %	
6	VT-04-5BC	(+)	2	35	35.57	53%
6	VT-10-C23	(-)	1	30	27.84	23%
9	VT-11-B67	(-)	1	15	26.22	11%
9	VT-09-D67	(+)	1	25	19.21	29%
9	VT-09-D67	(-)	4	35	25.46	21%
9	VT-11-B45	(-)	7	40	30.21	53%
9	VT-12-A44'	(-)	1	35	35.04	54%

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°10

Resumen de refuerzos con fibra de carbono por flexión en pre losa

Piso	Elemento	N° capas	Ancho cm	φMn nuevo ton-m	Incremento %	
6	23BC	(+)	1	10	5.94	24%
6	23CD	(+)	1	10	5.94	24%
6	34AB	(+)	1	12	3.99	55%
8	34AB	(+)	1	5	5.35	11%
9	34AB	(+)	2	12	4.44	73%
9	34CD	(+)	1	12	3.99	55%
9	6'7AB	(+)	1	12	3.45	72%
9	67BC	(+)	4	12	4.52	76%
9	67CD	(+)	1	12	4.68	43%
10	34BC	(+)	1	12	3.99	55%
10	34CD	(+)	2	10	4.05	58%
10	6'7AB	(+)	1	12	3.45	72%

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°11
Resumen de refuerzos con fibra de carbono por corte en vigas

Piso	Sección	b cm	h cm	df cm	ancho cm	S cm	N° capas
6	VT-04-5BC	40.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
6	VT-05-6BC	50.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
6	VT-03-4AB	70.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
6	VT-02-3BC	70.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
8	VT-02-3AB	70.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
8	VT-03-4AB	70.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
9	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
9	VT-05-6BC	50.00	70.00	40.00	10.00	10.00	1
9	VT-06-7BC	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	2
9	VT-05-6CD	50.00	70.00	40.00	10.00	20.00	1
9	VT-06-7CD	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	1
9	VT-03-4AB	70.00	70.00	40.00	10.00	20.00	1
9	VT-02-3BC	70.00	70.00	40.00	10.00	20.00	1
9	VT-03-4BC	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	2
9	VT-02-3CD	70.00	70.00	40.00	10.00	20.00	1
9	VT-03-4CD	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	1
10	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	40.00	10.00	20.00	1
10	VT-03-4BC	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	2
10	VT-03-4CD	70.00	70.00	40.00	20.00	20.00	2

Fuente: Elaboración propia

5.3 Diseño de reforzamiento con Acero Estructural

Después de haber realizado el reforzamiento con fibra de carbono procederemos a desarrollar el reforzamiento con acero estructural, el cual consistirá en la elección del perfil metálico para las vigas de acero que se colocarán por debajo de las losas y vigas de concreto a fin de mejorar la capacidad de resistencia a flexión de las mismas. La elección del perfil adecuado de las viguetas se hará bajo lo establecido en la norma AISC 360-16 con el método LFRD. También se establecerá la conexión de las vigas, siendo esta con pernos de alta resistencia que trabajarán solo por cortante.

Para la evaluación de los perfiles adecuados de acero debajo de la losa, se asumirá las viguetas como vigas no arriostradas, teniendo en cuenta el diseño por flexión y deflexiones. Se tomará como ejemplo práctico uno de los paños del piso 6.

EJEMPLO:

En el piso 6, paño 34-AB

Se tiene:

Mu: 2.92 tn.m

Longitud para vigueta metálica: 6.45 m

5.3.1 Pre dimensionamiento de viga metálica

Como pre-dimensionamiento tenemos:

$$M_n = \phi_b * F_y * Z_{XX} \dots \dots \dots (51)$$

Donde,

$\phi_b = 0.90$ (factor de resistencia)

$F_y = 2\ 530\ \text{kg/cm}^2$

Se obtiene:

Z_{xx} requerido $\geq 128.24\ \text{cm}^3$

Obteniendo el módulo plástico requerido procedemos a elegir el perfil que se acerque mejor al requerimiento, en este caso nos ayudamos de una hoja de cálculo para elegir el W8X21 por sus diferentes características, las cuales se indican en la figura 20:

Donde,

bf: longitud del patín

tf: espesor del patín

tw: espesor del alma

d: peralte de la viga

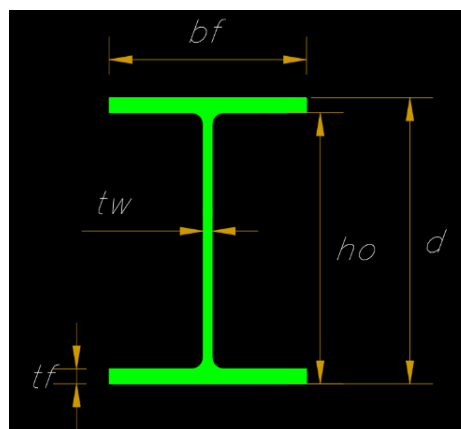


Figura N°20: Características del perfil seleccionado
Fuente: Elaboración propia

d: 21.00 cm
 bf: 13.40 cm
 tf: 1.02 cm
 tw: 0.64 cm
 ho: 19.98 cm
 A: 39.70 cm²
 I_x: 3134.00 cm⁴
 I_y: 407 cm⁴
 S_x: 298 cm³
 R_x: 8.90 cm
 R_y: 3.20 cm
 Z: 334.00 cm³
 J: 11.70 cm⁴
 C_w: 40618.64 cm³
 Peso: 31.20 kg/m
 Y: 7850 kg/m³
 E: 2000000 kg/cm²
 C_b: 1.0 (valor conservador)

5.3.2 Clasificación del perfil por su esbeltez

Se realiza la clasificación del perfil por su esbeltez con las referencias al AISC360:

Ala

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{b}{t} \dots \dots \dots (52)$$

$$\lambda = 6.60$$

Límite de sección compacta:

$$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \dots \dots \dots (53)$$

$$\lambda_p = 10.70$$

Límite de sección no compacta:

$$\lambda_p = 1.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \dots \dots \dots (54)$$

$$\lambda_r = 28.10$$

Como $\lambda < \lambda_p$ el tipo de sección es compacta para el Ala.

Alma

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{tw} \dots \dots \dots (55)$$

$$\lambda = 29.60$$

Límite de sección compacta:

$$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \dots \dots \dots (56)$$

$$\lambda_p = 105.70$$

Límite de sección no compacta:

$$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \dots \dots \dots (57)$$

$$\lambda_p = 160.3$$

Como $\lambda < \lambda_p$ el tipo de sección es compacta también para el Ala, como resultado se tiene un perfil compacto.

5.3.3 Revisión de longitud no arriostrada

Los estados límites correspondientes son Fluencia y Pandeo Lateral Torsional, primero se realiza la revisión de la longitud no arriostrada $L_b=645.00$ cm.

Donde la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia L_p es:

$$L_p = 1.76 * R_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots \dots \dots (58)$$

$$l_p = 158.30 \text{ cm}$$

Y la longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico L_r es:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \dots \dots (59)$$

Donde,

$$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_x \cdot C_w}}{S_x} \dots \dots \dots (60)$$

$$r_{ts} = 3.69 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$L_r = 574.70 \text{ cm}$$

5.3.4 Cálculo del momento resistente de la sección

Para este caso se obtiene un $L_p < L_b < L_r$, entonces el M_n esta dado por el menor valor entre M_{n1} y M_{n2} :

$$M_{n1} = F_y * Z_{xx} \dots \dots \dots (61)$$

$$M_{n1} = 2530 \text{ kg/cm}^2 * 334 \text{ cm}^3$$

$$M_{n1} = 8.450 \text{ ton.m}$$

$$M_{n2} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \dots \dots (9)$$

$$M_n = 1 \left[9.6 - (9.6 - 0.7 * 2530 * 342) \left(\frac{413 - 275.0}{749.4 - 275.0} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 4.60 \text{ ton.m}$$

Se verifica la capacidad resistente, siendo este el menor valor entre los dos estados límites (fluencia y pandeo lateral torsional):

$$M_n = 4.60 \text{ t.m}$$

Verificación de la capacidad resistente:

$$\phi M_n = 4.60 * 0.9 \text{ t.m}$$

$$\phi M_n = 4.14 \text{ t.m}$$

$$M_u = 2.92 \text{ t.m}$$

$$\phi M_n = 4.14 > 2.92 \text{ t.m (Cumple)}$$

Verificación de deflexiones en condición de servicio

La deflexión máxima permisible (Δ_1) estará señalada por la longitud de la vigueta sobre 360, según recomendación del AISC y será comparada con la deflexión que arroja el modelamiento en ETABS con la vigueta colocada (Δ_2), siendo:

$$\Delta_1 = \frac{L}{360} \dots \dots \dots (62)$$

$$\Delta_1 = 1.79 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 0.99 \text{ cm}$$

Como $\Delta_1 > \Delta_2$ sí cumple la condición de servicio por deflexiones.

Este procedimiento se realizó con todos los paños de losa; sin embargo, a pesar de que se cumplían los momentos faltantes, los paños seguían presentando problemas de deflexiones mayores a $L_n/360$. Por lo tanto, se añadieron más vigas de mayor peralte (W 14 x 82) para poder compensar las deflexiones excedentes, como se muestra en la Figura N°48.

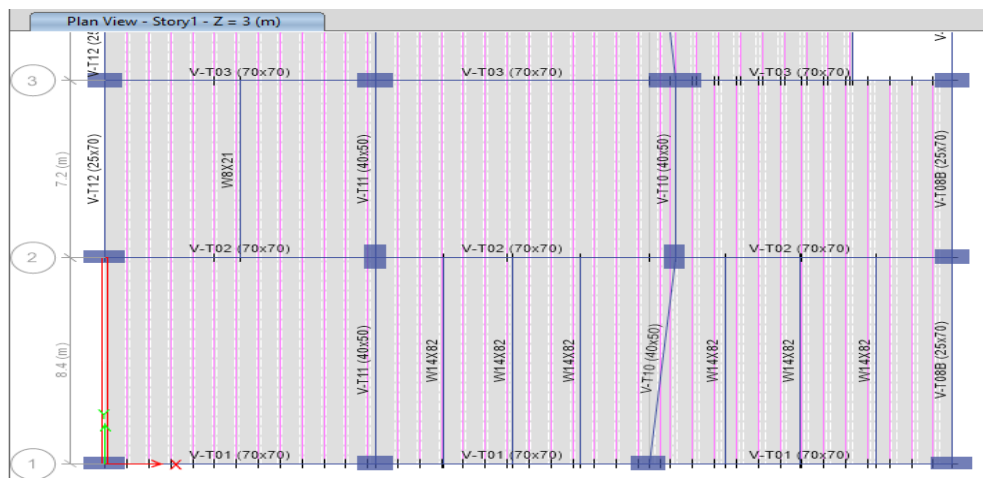


Figura N°48: Colocación de viguetas que compensan deflexiones
Fuente: Elaboración propia

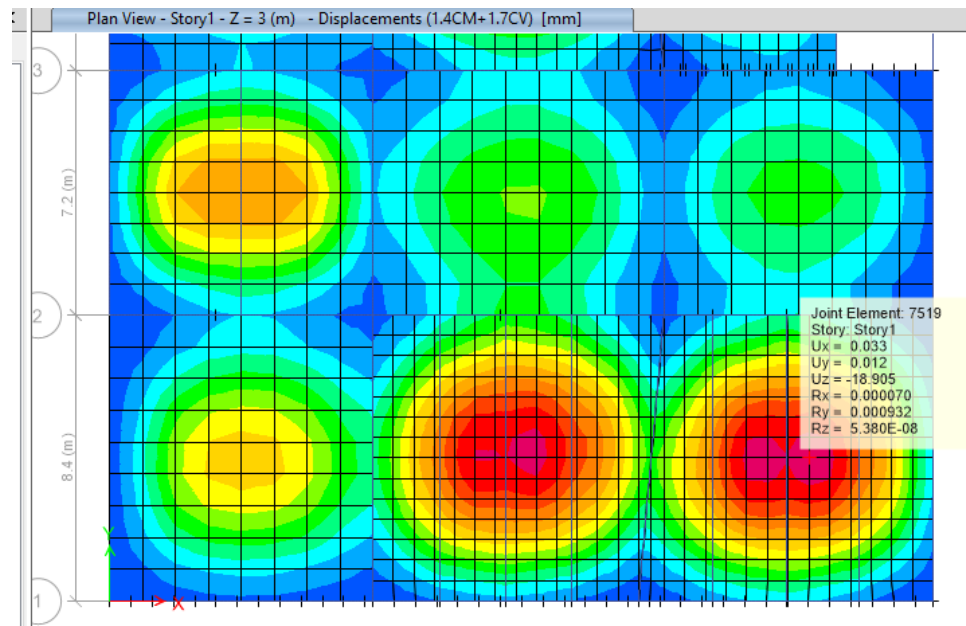


Figura N°49: Deflexión máxima de paño con vigas metálicas
Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la Figura N°49, la deflexión máxima en el paño 23-CD del piso 6 es de 18.905 mm, el cual es menor a la deflexión máxima permisible dada por $L_n/360 = 21.11$ mm. Por lo tanto, cumple con la condición.

Se repitió el mismo procedimiento con los demás paños.

5.3.5 Conexiones con pernos de alta resistencia

A modo de ejemplo se tomó el paño de losa 23-CD del piso 6. El cual cuenta con 3 viguetas metálicas W18x82.

Se tiene,

V_u : 10.07 tn

Las Características del perfil son:

d : 36.60 cm

b_f : 25.70 cm

t_f : 2.17 cm

t_w : 1.30 cm

k : 4.1 cm

Entonces se tiene un espacio disponible (L') que representa a la longitud del alma

L': 281 mm

Se escogieron pernos A325 de 3/4" (N: 6).

Como recomendación se tiene que la separación mínima es igual a:

$$S_{min} = 10 * N \dots \dots (63)$$

$$S_{min} = 60 \text{ mm}$$

Y la separación máxima es igual a:

$$S_{max} = 50 * N/3 \dots \dots (64)$$

$$S_{max} = 100 \text{ mm}$$

Se escogió la separación de 60 mm, donde la cantidad de pernos máxima es de 4, dado la longitud disponible.

Se escogieron 3 pernos de 3/4".

La separación y distancia al borde de los pernos con la placa, fue seleccionada bajo los criterios del AISC 360-16 - Sección J.

La longitud al borde vertical es dada por:

$$L_v = 5 * N \dots \dots (65)$$

$$L_v = 30 \text{ mm}$$

Y La distancia al borde horizontal para $N \leq 7$, por:

$$L_h = 5 * (N + 2) - 6.35(\text{tolerancia de fábrica}) \dots \dots (66)$$

$$L_h = 40 \text{ mm}$$

$$L_{h'} = 33.65 \text{ mm}(\text{por tolerancias de fábrica})$$

Para encontrar la capacidad del conector tenemos en cuenta:

Diámetro del perno (dp): 19.05 mm

Diámetro físico real (dh: dp + 1.59): 20.64 mm

Diámetro de cálculo (d': dh + 1.59): 22.23 mm.

La capacidad mínima por conector está gobernada por la sección del perno:

$$\phi R_n = \frac{0.75 * \text{Área del perno} * F_{nv}}{1000} \text{ KN} \dots \dots (67)$$

$$\phi R_n = \frac{0.75 * 285.02 * 372}{1000} \text{ KN}$$

$$\phi R_n = 79.52 \text{ KN} > 32.92 \text{ KN (Cortante última x perno)}$$

Y la capacidad mínima de la hilera de los 3 conectores está gobernada por el cortante excéntrico de conectores:

a: 50mm

e: 25 mm

n: 3 pernos

$$\phi R_n = \left[\frac{1}{\sqrt{\left[\frac{6 * e}{n * (n + 1) * S} \right]^2 + \left[\frac{1}{n} \right]^2}} \right] * \phi r_n \dots \dots (68)$$

$$\phi R_n = \left[\frac{1}{\sqrt{\left[\frac{6 * 35}{3 * (3 + 1) * 60} \right]^2 + \left[\frac{1}{3} \right]^2}} \right] * 79.52$$

$$\phi R_n = 202.30 \text{ KN} > 98.76 \text{ Kn (Cortante Total)}$$

Para la elección de la placa en forma de ángulo, se realizó un pre dimensionamiento de 1/2" de espesor.

La longitud está dada por:

$$L = (n - 1) * S * 2 \text{ Lev} \dots \dots (69)$$

$$L = 180 \text{ mm}$$

Y la base por:

$$B = 2 \text{ Lev} + 10$$

$$B = 90 \text{ mm}$$

Dado que el valor que gobierna la capacidad resistente de la placa es igual a la capacidad mínima por conector, el valor de la placa con los 3 agujeros será de igual manera a la capacidad mínima de los 3 conectores:

$$\phi R_n = 202.30 \text{ KN} > 98.76 \text{ Kn (Cortante Total)}$$

Se realiza de igual manera el diseño para las demás vigas donde se obtiene lo siguiente:

Tabla N°12

Resumen de conexiones de viga metálica y viga de concreto armado.

Piso	Paño	ϕM_n + t-m	Cantidad viguetas	Perfil W	ϕ Pernos	Cantidad de Pernos	Total de Pernos	Tamaño de la placa (cm)
	23-BC	4.11	3.000	14 x 82	3/4"	3	18	18 x 9
6	23-CD	4.11	3.000	14 x 82	3/4"	3	18	18 x 9
	34-AB	2.38	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	10 x 7
8	34-AB	2.38	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	10 x 7
	34-BC	2.38	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	11 x 7
	34-CD	2.38	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	12 x 7
9	6'7-AB	1.89	1.000	8 x 18	1/2"	2	12	10 x 7
	67-BC	2.38	1.000	14 x 82	3/4"	3	18	18 x 9
	67-CD	2.96	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	10 x 7
	34-BC	2.38	1.000	14 x 82	3/4"	3	18	18 x 9
10	34-CD	2.38	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	10 x 7
	6'7-AB	1.89	1.000	8 x 21	1/2"	2	12	10 x 7

Fuente: Elaboración propia

5.3.6 Resultados

Señalado el procedimiento realizado para la elección de los perfiles se presenta la siguiente Tabla N°13, ella contiene los perfiles para todos los paños de que se reforzarán a flexión. Estas solo se pueden reforzar con respecto a su momento positivo, por lo que en su momento negativo representarían un obstáculo.

Tabla N°13
Resumen de reforzamiento con acero estructural en losas

Piso	Paño	ϕ Mn+	Cantidad	Perfil W	ϕ Mn+EEMM	Incremento
		t-m	viguetas		t-m	%
6	23-BC	4.11	3.000	14 x 82	41.8	918%
	23-CD	4.11	3.000	14 x 82	43.1	949%
	34-AB	2.38	1.000	8 x 21	4.1	74%
	56-BC	4.11				
8	34-AB	2.38	1.000	8 x 21	4.1	74%
	34-BC	2.38	1.000	8 x 21	4.1	74%
	34-CD	2.38	1.000	8 x 21	4.1	74%
	44'-AB	1.25				
9	66'-AB	1.89				
	67-AB	1.89	1.000	8 x 18	3.8	100%
	67-BC	2.38	1.000	14 x 82	44.2	1758%
	67-CD	2.96	1.000	8 x 21	3.7	27%
10	34-BC	2.38	1.000	14 x 82	45.4	1808%
	34-CD	2.38	1.000	8 x 21	4.1	74%
	66'-AB	1.89				
	67-AB	1.89	1.000	8 x 21	5.0	165%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, es un incremento considerable, comparado con el incremento de momentos resistentes hallados con la fibra de carbono.

5.4 Resultados de las deflexiones en los paños de losa y los momentos resultantes.

Si bien no existen fórmulas teóricas para hallar la deflexión con fibra de carbono, esta puede estimarse con las investigaciones de tipo experimental, como la de Mosqueira (2019), las cuales indican que las deflexiones de elementos reforzados con fibra de carbono se reducen aproximadamente en un 60%.

Por otro lado, en el reforzamiento con acero estructural se pueden hallar las deflexiones con el programa Etabs, obteniendo la Tabla N°14.

Tabla N°14
Perfiles W que compensan las deflexiones de losa excesivas

Piso	Paño	Cantidad de viguetas	Perfil W	Δ Etabs (mm)	Δ máx (mm)	Δ con EEMM (mm)	Reducción
6	23-BC	3.000	14 x 82	28.13	21.11	18.650	33.69%
	23-CD	3.000	14 x 82	28.06	21.11	18.905	32.62%
	34-AB	1.000	8 x 21	14.21	17.92	13.529	4.80%
	56-BC			20.94	20.06		
8	34-AB	1.000	8 x 21	14.99	17.92	14.390	3.98%
	34-BC	1.000	8 x 21	17.83	17.92	17.410	2.33%
	34-CD	1.000	8 x 21	16.07	17.92	15.464	3.77%
	44'-AB			11.54	7.22		
9	66'-AB			2.52	3.28		
	6'7-AB	1.000	8 x 18	12.32	14.86	12.304	0.14%
	67-BC	1.000	14 x 82	21.37	19.53	18.064	15.48%
	67-CD	1.000	8 x 21	19.06	19.53	17.870	6.22%
10	34-BC	1.000	14 x 82	18.37	17.92	16.925	7.87%
	34-CD	1.000	8 x 21	16.46	17.92	15.795	4.01%
	66'-AB			2.83	3.28		
	6'7-AB	1.000	8 x 21	12.87	14.86	12.734	1.03%

Fuente: Elaboración propia

5.5 Metrado y presupuesto de los métodos de reforzamiento.

Como resultado de los reforzamientos, se obtuvieron los siguientes metrados de fibra de carbono y acero estructural.

Para el metrado de fibra de carbono, se tuvieron en cuenta las dimensiones de los elementos como vigas o viguetas de pre losa, el número de bandas y el número de capas del refuerzo. En cuanto a las partidas de colocación de fibra de carbono, se utilizó el área total calculada; en cambio, para la partida de preparación y/o tratamiento de superficie de contacto, solo se consideró el área que ocuparía una capa de fibra, como se muestra en las Figuras N°50, 51 y 52.

Descripción	Datos de FRP			N° de capas	Resultados		Área de Contacto	Total (m2)
	Dimensiones (m)		N° de bandas		Parcial (m2)	Total (m2)		
	Long.	Ancho						
FRP SCH 41 -Fyfe						22.33		7.41
PISO 6								
VIGAS A FLEXIÓN								
VT-04-5BC(+) Positivo	4.09	0.35	1.00	2.00	2.86		1.43	
VT-10-C23 (-) Negativo	3.80	0.30	1.00	1.00	1.14		1.14	
PISO 9								
VIGAS A FLEXIÓN								
VT-11-B67(-) Negativo	3.00	0.15	1.00	1.00	0.45		0.45	
VT-09-D67 (+) Positivo	2.83	0.25	1.00	1.00	0.71		0.71	
VT-09-D67 (-) Negativo	3.25	0.35	1.00	4.00	4.55		1.14	
VT-11-B45(-) Negativo	4.20	0.40	1.00	7.00	11.76		1.68	
VT-12-A44' (-) Negativo	2.45	0.35	1.00	1.00	0.86		0.86	

Figura N°50: Metrado de fibra de carbono por flexión en vigas
Fuente: Elaboración propia

Descripción	Datos de FRP			N° de bandas	N° de capas	Resultados		Área de Contacto	Total (m2)
	Dimensiones (m)					Parcial (m2)	Total (m2)		
	Long.	Ancho	ALTO						
FRP SCH 41 -Fyfe							4.80		4.80
PISO 6									
VT-04-5BC	0.10	0.40	0.40	1.00	1.00	0.12		0.12	
VT-05-6BC	0.10	0.50	0.40	1.00	1.00	0.13		0.13	
VT-03-4AB	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-02-3BC	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-02-3AB	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-03-4AB	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-06A-6'AB	0.10	0.40	0.40	1.00	1.00	0.12		0.12	
VT-05-6BC	0.10	0.50	0.40	1.00	1.00	0.13		0.13	
VT-06-7BC	0.20	0.70	0.40	2.00	1.00	0.60		0.60	
VT-05-6CD	0.10	0.50	0.40	1.00	1.00	0.13		0.13	
VT-06-7CD	0.20	0.70	0.40	1.00	1.00	0.30		0.30	
VT-03-4AB	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-02-3BC	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-03-4BC	0.20	0.70	0.40	2.00	1.00	0.60		0.60	
VT-02-3CD	0.10	0.70	0.40	1.00	1.00	0.15		0.15	
VT-03-4CD	0.20	0.70	0.40	1.00	1.00	0.30		0.30	
VT-06A-6'AB	0.10	0.40	0.40	1.00	1.00	0.12		0.12	
VT-03-4BC	0.20	0.70	0.40	2.00	1.00	0.60		0.60	
VT-03-4CD	0.20	0.70	0.40	2.00	1.00	0.60		0.60	

Figura N°51: Metrado de fibra de carbono por corte en vigas
Fuente: Elaboración propia

Descripción	Datos de FRP			N° de capas	Resultados		Área de Contacto	Total (m2)
	Dimensiones (m)		N° de bandas		Parcial (m2)	Total (m2)		
	Long.	Ancho						
FRP SCH 41 -Fyfe						82.59		54.96
PISO 6								
LOSAS								
23-BC (+)								
Positivo	4.60	0.10	13.00	1.00	5.98		5.98	
23-CD (+)								
Positivo	4.60	0.10	12.00	1.00	5.52		5.52	
34-AB (+)								
Positivo	3.85	0.12	11.00	1.00	5.08		5.08	
PISO 8								
LOSAS								
34-AB(+)								
Positivo	3.85	0.05	11.00	1.00	2.12		2.12	
PISO 9								
LOSAS								
34-BC(+)								
Positivo	3.65	0.12	13.00	2.00	11.39		5.69	
34-CD(+)								
Positivo	3.65	0.12	12.00	1.00	5.26		5.26	
6'7-AB(+)								
Positivo	2.55	0.12	11.00	1.00	3.37		3.37	
67-BC(+)								
Positivo	4.23	0.12	12.00	4.00	24.36		6.09	
67-CD(+)								
Positivo	4.23	0.12	8.00	1.00	4.06		4.06	
PISO 10								
LOSAS								
34-BC(+)								
Positivo	3.05	0.12	13.00	1.00	4.76		4.76	
34-CD(+)								
Positivo	3.05	0.10	12.00	2.00	7.32		3.66	
6'7-AB(+)								
Positivo	2.55	0.12	11.00	1.00	3.37		3.37	

Figura N°52: Metrado de fibra de carbono por flexión en pre losas aligeradas
Fuente: Elaboración propia

Luego, para el metrado del reforzamiento con acero estructural, se tuvo en cuenta el peso por metro lineal de los perfiles ASTM A36; el número de perfiles y la longitud de cada uno en los diferentes paños de losa, como se muestra en la Figura N°53.

Piso	Paño	Cantidad	Perfil W	Peso	W total
		viguetas		kg/m	Kg
6	23-BC	3.000	14 x 82	122.1	3,022.0
	23-CD	3.000	14 x 82	122.1	2,564.1
	34-AB	1.000	8 x 21	31.2	218.1
8	56-BC				
	34-AB	1.000	8 x 21	31.2	218.1
	34-BC	1.000	8 x 21	31.2	257.4
9	34-CD	1.000	8 x 21	31.2	237.1
	44'-AB				
	66'-AB				
	6'7-AB	1.000	8 x 18	26.6	190.2
	67-BC	1.000	14 x 82	122.1	873.0
	67-CD	1.000	8 x 21	31.2	156.9
10	34-BC	1.000	14 x 82	122.1	1,007.3
	34-CD	1.000	8 x 21	31.2	237.1
	66'-AB				
	6'7-AB	1.000	8 x 21	31.2	223.1
Total:					9,204.4

Figura N°53: Metrado de acero estructural por flexión en pre losas
Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el total de material principal por cada una de las dos alternativas de reforzamiento estructural, se muestra en las Tablas N°15.

Tabla N°15
Resumen de metrados totales en alternativas de reforzamiento

Alternativa	Material principal	und	cant.
1	Fibra de carbono en vigas	m2	27.13
	Fibra de carbono en losas	m2	82.59
2	Fibra de carbono en vigas	m2	27.13
	Acero estructural en losas	kg	9,204.44

Fuente: Elaboración propia

Para la elaboración del presupuesto de reforzamiento con fibras de carbono (Alternativa 1), se tomó en cuenta el metrado obtenido de la Tabla N°15 y el precio unitario del suministro y colocación de la fibra Tyfo SCH-41, el cual es S/.814.85 por metro cuadrado. (Ver Anexo 13)

El monto total fue de S/.92,459.18 + IGV, sin incluir los gastos generales y utilidad, los cuales dependerían del contratista. El desgredado se muestra en la Figura N°54.

PRESUPUESTO DE OBRA							
MÉTODO DE REFORZAMIENTO:			FIBRAS DE CARBONO				
ÍTEM	Descripción	und	cantidad	PU (S/.)	Parcial (S/.)	Total	
3.00 SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIBRA DE CARBONO EN VIGAS					S/.	22,661.99	
3.01	Preparación de superficie en contacto con FRP Incluyen: Limitaciones c/ disco de corte, limpieza, nivelación de superficie con epóxico, boleado de aristas, etc.	m2	12.21	45.47	555.16		
3.02	Suministro e Instalación del sistema FRP Tyfo SCH-41 de Fyfe	m2	27.13	814.85	22,106.83		
3.00 SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIBRA DE CARBONO EN LOSAS					S/.	69,797.19	
3.01	Preparación de superficie en contacto con FRP Incluyen: Limitaciones c/ disco de corte, limpieza, nivelación de superficie con epóxico, boleado de aristas, etc.	m2	54.96	45.47	2,498.89		
3.02	Suministro e Instalación del sistema FRP Tyfo SCH-41 de Fyfe	m2	82.59	814.85	67,298.31		
3.03	Suministro e Instalación de anclaje del sistema FRP Tyfo SCH-41 de Fyfe	und					
Total Costo Directo					92,459.18	S/.	92,459.18
IGV (%)					18%	S/.	16,642.65
Total					S/.	109,101.83	

Figura N°54: Presupuesto de Alternativa 1: Reforzamiento con fibras de carbono
Fuente: Elaboración propia

Para la elaboración del presupuesto de reforzamiento con acero estructural (Alternativa 2), se tomó en cuenta el metrado obtenido de la Tabla N°15 y el precio unitario del suministro y colocación de la fibra Tyfo SCH-41, el cual es S/.814.85 por metro cuadrado; y el precio por kg del acero estructural, el cual es S/.12.64. (Ver Anexo 13)

El monto total fue de S/.150,026.25 + IGV, sin incluir los gastos generales y utilidad, los cuales dependerían del contratista. El desgregado se muestra en la Figura N°55.

PRESUPUESTO DE OBRA							
MÉTODO DE REFORZAMIENTO:			ACERO ESTRUCTURAL				
ÍTEM	Descripción	und	cantidad	PU (S/.)	Parcial (S/.)	Total	
3.00 SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIBRA DE CARBONO EN VIGAS					S/.	22,661.99	
3.01	Preparación de superficie en contacto con FRP Incluyen: Limitaciones c/ disco de corte, limpieza, nivelación de superficie con epóxico, boleado de aristas, etc.	m2	12.21	45.47	555.16		
3.02	Suministro e Instalación del sistema FRP Tyfo SCH-41 de Fyfe	m2	27.13	814.85	22,106.83		
3.03	Suministro e Instalación de anclaje del sistema FRP Tyfo SCH-41 de Fyfe	und					
3.00 OBRAS CON EEMM EN LOSAS					S/.	127,364.27	
3.01	Traslado y acarreo de Estructura Metálica de Taller a Obra	kg	9,204.44	0.55	5,062.44		
	Suministro, Habilitación y Montaje de estructura Metálica tipo A-36	kg	9,204.44	12.64	116,369.60		
3.02	Incluye: Sistema de preparación de superficie metálica SSPC-SP-5, sistema de pintura epóxica a 8 mils de espesor a base epóxica y acabado epoxico.						
3.03	Colocación de Grout en unión de Vigas metálicas y Losa de concreto	ml	281.95	21.04	5,932.23		
Total Costo Directo					150,026.25	S/.	150,026.25
IGV (%)					18%	S/.	27,004.73
Total					S/.	177,030.98	

Figura N°55: Presupuesto de Alternativa 2: Reforzamiento con acero estructural
Fuente: Elaboración propia

5.6 Cronograma del Tiempo de Ejecución de los métodos de reforzamiento.

Para la elaboración del cronograma de Gantt del reforzamiento con fibra de carbono, se consideró un rendimiento de colocación de fibra de aproximadamente 15.5 m²/día, obteniendo un plazo total de 14 días calendario, como se muestra en la Figura N°56.

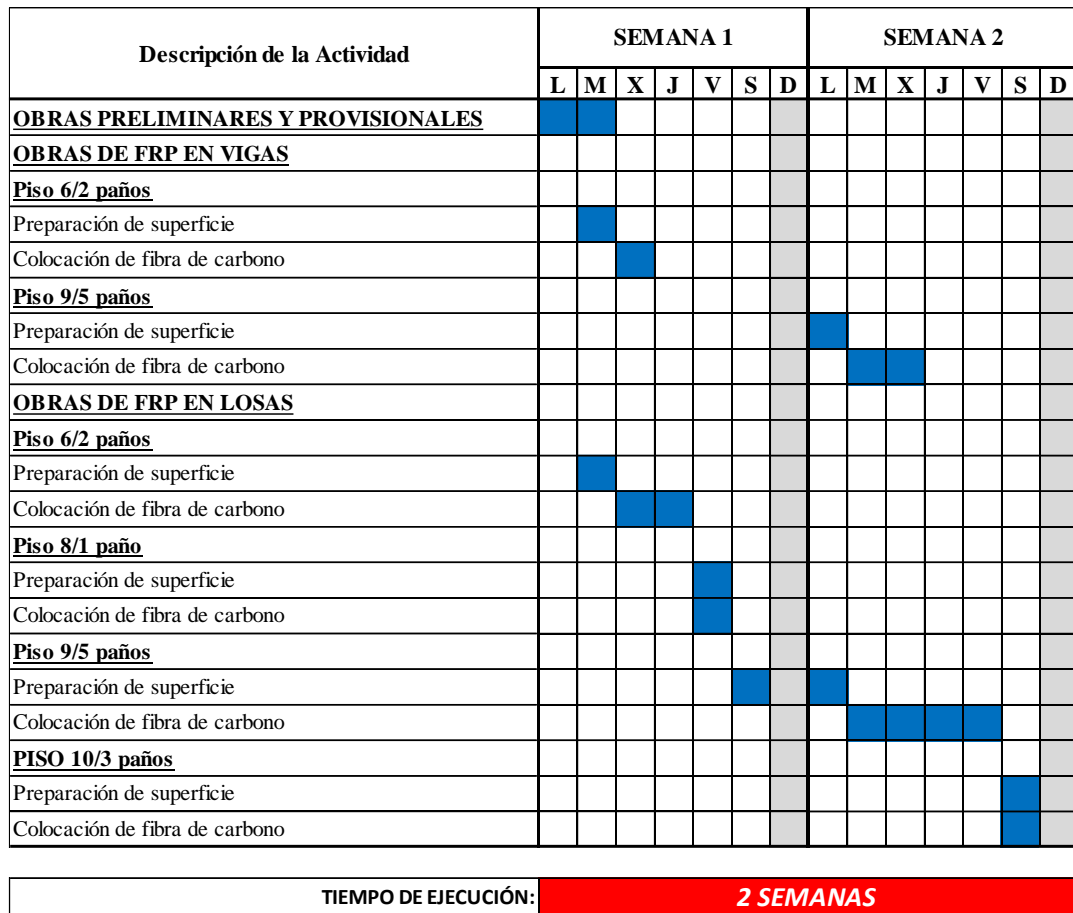


Figura N°56: Cronograma de Gantt del Reforzamiento con fibras de carbono

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, para la elaboración del cronograma de Gantt del reforzamiento con acero estructural, se consideró un rendimiento de 200 kg de habilitación de acero estructural ASTM A36 por día, sin contar los 5 días previos que demora la fabricación de estos elementos; por lo tanto, este cronograma estimado fue planteado de la siguiente manera, dando como resultado un plazo aproximado de 42 días calendario, como se muestra en la Figura N°57:

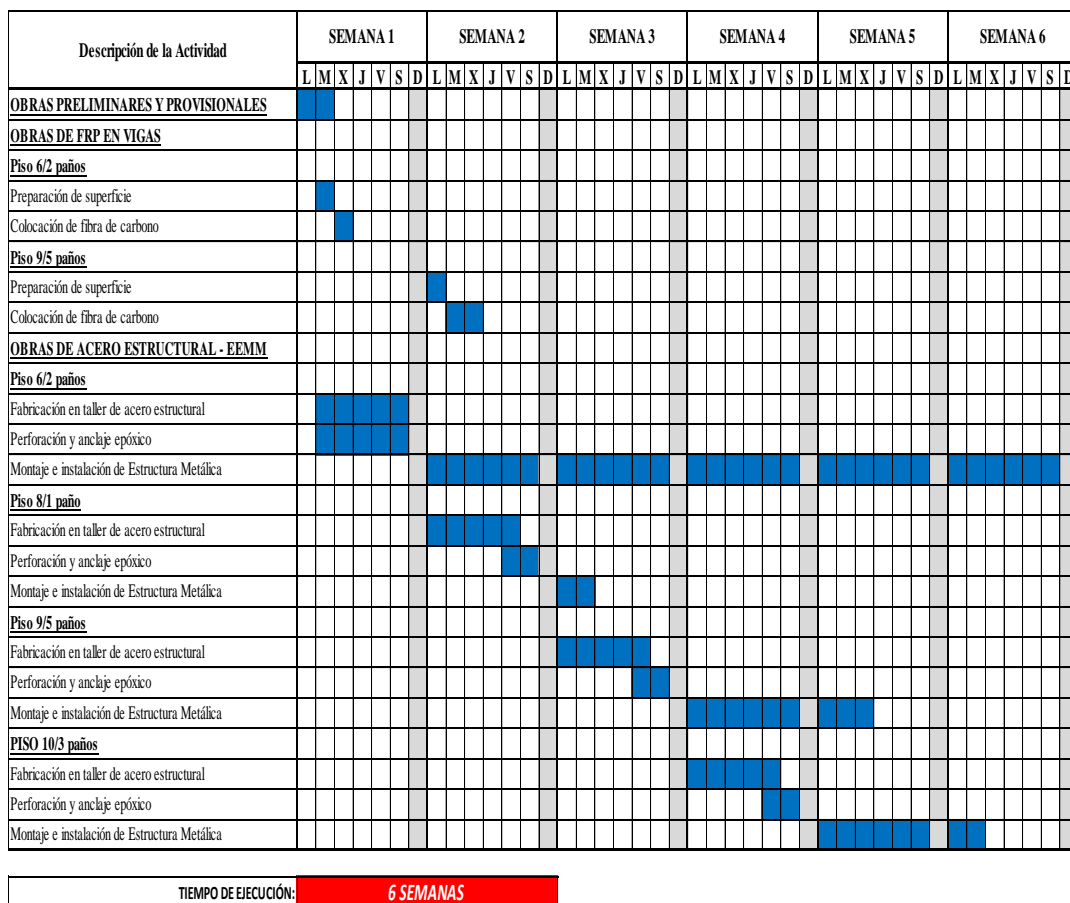


Figura N°57: Cronograma de Gantt del Reforzamiento con Acero Estructural
Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, teniendo en cuenta los cronogramas planteados anteriormente, obtuvimos los plazos totales por alternativa, detallados en la Tabla N°16.

Tabla N°16

Plazos de ejecución por alternativa

Alternativa	und	cantidad
1	días	14.00
2	días	42.00

Fuente: Elaboración propia

5.7 Resultados de la comparación técnica del reforzamiento de la estructura.

A continuación, se realizó la comparación de las deflexiones y momentos últimos resistentes que se obtuvieron del reforzamiento con fibra de carbono y con el acero estructural. Los resultados se presentan en la Tabla N°17 donde se visualiza que el reforzamiento con acero brindó una mayor resistencia a los momentos frente al reforzamiento con fibra; pero en la Tabla N°14 se observa que las deflexiones obtenidas con el acero estructural no son controladas adecuadamente.

Tabla N°17
Comparación de momentos resistentes por método de reforzamiento

Piso	Elemento	ϕM_n FRP ton-m	ϕM_n EEMM ton-m
6	23BC	5.94	41.85
6	23CD	5.94	43.12
6	34AB	3.99	4.14
8	34AB	5.35	4.14
9	34AB	4.44	4.14
9	34CD	3.99	4.14
9	6'7AB	3.45	3.78
9	67BC	4.52	44.23
9	67CD	4.68	3.74
10	34BC	3.99	45.36
10	34CD	4.05	4.14
10	6'7AB	3.45	5.02

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, el aumento de momentos por el reforzamiento con acero estructural es mucho mayor (508%) al obtenido por el reforzamiento con fibras de carbono (51%), esto es debido a la necesidad de aumentar más perfiles de mayor peralte para poder compensar las deformaciones excesivas. Por lo tanto, el reforzamiento con fibras de carbono presenta un aumento de momentos resistentes más moderado y adecuado, puesto que no sobre esfuerza los elementos, sino que compensa el déficit.

Por otro lado, según la Tabla N°14, el promedio de reducción de deformaciones por el método de reforzamiento con acero estructural es de aproximadamente 10%, el cuál es mucho menor al porcentaje de reducción de deformaciones obtenidas por los ensayos experimentales de fibra de carbono (aprox 60%).

Estos resultados indican que, si bien el acero estructural proporciona una mayor resistencia en cuanto a momentos, tiene una mayor capacidad de deformación, es decir, es un material mucho más dúctil que la fibra de carbono. Por lo tanto, en cuanto a comportamiento estructural, y con el fin de no sobre esforzar la estructura, la mejor alternativa es el reforzamiento con fibras de carbono.

5.8 Resultados de la comparación económica.

A continuación, se realizó la comparación económica de los dos métodos de reforzamiento en la Tabla N°18. Dentro de ella podemos observar que para el reforzamiento con acero estructural se obtuvo un presupuesto que es aproximadamente un 62% mayor frente al obtenido por el reforzamiento con fibra de carbono.

Al tener un mayor número de partidas, la instalación con acero estructural es la alternativa menos conveniente, teniendo en cuenta, incluso, el tiempo de fabricación y el acarreo vertical de los perfiles metálicos, además del peso de los mismos frente a la ligereza de la fibra de carbono.

Por lo tanto, y según los resultados obtenidos, la alternativa más económica es el reforzamiento con fibras de carbono.

Tabla N°18
Comparación económica de los métodos de reforzamiento

Sistema de Reforzamiento	Costo (S/.)
Fibra de Carbono	92,459.18
Acero Estructural	150,026.25

Fuente: Elaboración propia

5.9 Resultados de la comparación de tiempos de ejecución.

Finalmente se realizó la comparación de cronogramas de ejecución, esta se resume en la Tabla N°16, donde se pudo visualizar el plazo final en días, para la ejecución tanto del reforzamiento con fibra de carbono (14 días) como el de acero estructural (42 días). Como observación final se tiene que la ejecución con acero estructural consta de casi tres veces el tiempo para el mismo trabajo ejecutado con un reforzamiento por fibra (200%).

Por lo tanto, y según los resultados obtenidos, la alternativa más óptima en cuanto a plazo de ejecución es el reforzamiento con fibras de carbono. Esto es debido a la ligereza y mejor manipulación del material por parte de la mano de obra designada.

5.10 Contrastación de hipótesis

La hipótesis general: Al realizar el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural se mejora la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.

La hipótesis general se cumplió puesto que el análisis comparativo de los métodos de reforzamiento logró obtener la diferencia en cuanto a mejoramiento del comportamiento estructural, tiempo y costo de ejecución; y, por lo tanto, mejorar la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.

Hipótesis específica 1: Al realizar la comparación, el reforzamiento con fibras de carbono presenta una mejor respuesta estructural, en cuanto a resistencia y deformación.

La hipótesis se cumplió porque se obtuvo que el reforzamiento con fibras de carbono puede aumentar la capacidad de momentos resistentes sin alterar la estética de los elementos, ya que solo se necesitan unas cuantas capas de 1.00 mm para reforzar una viga o losa y aumentar los momentos resistentes en un 51%. En contraste, en el reforzamiento con acero estructural el reforzamiento depende más de las deformaciones de la losa y no tanto de los momentos resistentes, ya que con los perfiles se obtiene un momento resistente excesivamente alto (más del 100% del momento existente) y, sin embargo, las deformaciones no se reducen adecuadamente, provocando el sobre esfuerzo de la estructura.

Hipótesis específica 2: Al realizar el reforzamiento con fibras de carbono se aumenta el costo de ejecución en un 30%.

La hipótesis no se cumplió, porque según los resultados, la alternativa de reforzamiento con acero estructural es un 62% más cara. Esto debido a la alta demanda en cuanto a deformación que presentan los paños, lo cual sugiere el uso de perfiles metálicos muy peraltados o de mayor espesor, aumentando los kg de acero y el costo del reforzamiento.

Hipótesis específica 3: Al realizar el reforzamiento con acero estructural se aumenta el tiempo de ejecución en un 20%.

La hipótesis no se cumplió porque el aumento en cuanto a tiempo de ejecución del reforzamiento con acero estructural fue mucho mayor, siendo en 200% (28 días más) en comparación con el reforzamiento con fibras de carbono.

CONCLUSIONES

1. En conclusión, se mejora la viabilidad del Edificio Reducto – Miraflores, al realizar el análisis comparativo entre el reforzamiento con fibras de carbono y acero estructural, pues se encontró que la fibra de carbono tiene un mejor costo beneficio; es decir, presenta un mejor comportamiento estructural y, a la vez, es una alternativa más económica y óptima en cuanto a plazos de ejecución.
2. Se mejoró el comportamiento estructural por ambos métodos; y, al realizar la comparación de ambos, se concluye que el reforzamiento con fibras de carbono es más eficiente al momento de compensar los déficits de resistencia y deformación de los elementos, debido a que, según la Tabla N°17, los momentos resistentes satisfacen la nueva demanda por cargas vivas, sin sobre esforzar la estructura, a comparación del acero estructural, el cual compensa la nueva demanda en cuanto a resistencia, pero no de la mejor manera en cuanto a deformación, lo que conlleva a un sobre dimensionamiento, haciendo la alternativa poco viable.
3. Se concluye que el reforzamiento con fibras de carbono representa una alternativa más económica, aproximadamente en un 62%, a comparación del reforzamiento con acero estructural. El principal motivo se debe a la cantidad de kg de acero que se necesita para cubrir la demanda solicitada.
4. Se concluye que el reforzamiento con acero estructural representa una alternativa menos óptima en cuanto a tiempo de ejecución, ya que, a comparación del método de reforzamiento con fibras de carbono, el tiempo estimado es mayor, aproximadamente en un 200%, es decir, 28 días. El principal motivo se debe al peso de los perfiles y la mayor dificultad de instalación, lo cual implica mayor tiempo de trabajo.

RECOMENDACIONES

5. Se recomienda realizar el mismo tipo de comparación con diferentes tipos de reforzamiento en diferentes tipos de edificaciones para mejorar la viabilidad de estas frente a nuevas solicitaciones de carga que pudiesen presentar. Estos pueden ser reforzamiento con cables postensados, fibras de vidrio, o diferentes configuraciones de acero estructural, aparte de las vigas W.
6. Se recomienda utilizar la fibra de carbono para reforzar estructuras sometidas a nuevas sobre cargas, ya que presentan un mejor comportamiento estructural, sin sobre esforzar la estructura y sin alterar su estética.
7. Se recomienda utilizar la fibra de carbono para reforzar estructuras que no requieran trabajos de demolición u obras húmedas, ya que, al tener solo dos partidas principales, se convierte en una alternativa de reforzamiento más económica y sencilla.
8. Se recomienda conocer el stock de la materia prima de los métodos de reforzamiento, pues, estos podrían influenciar en la planificación de la ejecución. Por ejemplo, la fibra de carbono se importa; sin embargo, el acero estructural tiene un proceso de fabricación.
9. Se recomienda realizar una estadística de deflexiones con fibras de carbono en ensayos experimentales, con el fin de obtener expresiones teóricas para poder anticipar la deflexión de los elementos reforzados con este material.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI-440-2R.17. (2017). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute.
- Alacero. (2016). *Especificación para construcciones de acero*. Asociación latinoamericana del acero.
- Aquino, S., y Mosqueira, M. (2019). Variación de la resistencia a la flexión de vigas de concreto armado al ser reforzadas con láminas de fibras de carbono (CFRP). *Revista Ciencia y Tecnología*, 15(4), 75-86.
- Belizario Pacompia, C. (2017). *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación*. (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo-Perú.
- Borjas M. (2012). *Metodología de la Investigación Científica para ingenieros*. Chiclayo
- Cutti, K. (2015). *Análisis experimental del uso de las fibras de carbono para el reforzamiento en una viga peraltada, de concreto armado para una edificación en la Ciudad de Lircay – Angaraes – Huancavelica* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú.
- Chajes, M., Thomson, T., y Farchsman, C. (1995). Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. *Construction and Building Materials*, 9(3), 141-148. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00006-2](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00006-2)
- Cházaro C. (2021). Tipos de conexiones para estructuras de Acero. *GERDAU CORSA*. Recuperado de <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero>
- Estrada, S., y Yoplac, J. (2019). *Evaluación Técnica y Económica de Reforzamiento Estructural en Vigas de Concreto Armado con Fibras de Carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019* (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Engel P. (2013). Rehabilitación con acero. *Vgatec*. Recuperado de <http://vgatec.blogspot.com/2013/09/rehabilitacion-con-acero.html>
- Fernández-Dávila, M., Gutierrez, M., Samaniego, J., Baza, J., y Santa Cruz (2022). Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Composite

- Carbon Fiber-Reinforced Polymer System. *ACI Structural Journal*, 119(3), 221-231. doi: 10.14359/51734346
- Flores, J. (2020). *Determinación de eficiencias entre CFRP y perfiles metálicos como reforzamiento de losa aligerada con fines de aumento de carga 400 kg/cm²* (Tesis de pregrado). Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.
- Grelle, S., y Sneed, L. (2013). Review of Anchorage Systems for Externally Bonded FRP Laminates. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(1), 17-33. DOI 10.1007/s40069-013-0029-0
- Hernández R. (2014). *Metodología de la investigación*. Ciudad de México, México: Sexta Edición.
- Ibraheem, R., y Al-Zuhari, A. (2021). A comparative Study on Behavior of RC Columns Strengthened by CFRP and Steel Jacket. *E3S Web of Conferences* 318, 03002(2021), 1-12. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202131803002>
- Kachlakev, D., y McCurry, D. (2000). Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates. *Composites Part B: Engineering*, 31(6-7), 445-452. [https://doi.org/10.1016/S1359-8368\(00\)00023-8](https://doi.org/10.1016/S1359-8368(00)00023-8)
- Machado, A. (2005). *Refuerzo de estructuras de concreto armado con fibras de Carbono*. Belo Horizonte, Brasil: MBRACE
- Manrique, D., y Paucar, M. (2019). *Uso de fibra de carbono en reforzamiento de estructuras de edificaciones, Centro Empresarial Camino Real, San Isidro* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Marca, J., y Rojas, E. (2021). *Análisis comparativo de 2 tipos de refuerzos estructurales para la "Institución Educativa N°4460 – Cesar Cohaila Tamayo" en el departamento de Tacna* (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- McCormac J. y Csernak S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Ciudad de México, México: Quinta Edición.
- Morales, R. (1999). Deformaciones de las estructuras. *Revista de la Universidad de Mendoza*, 17, 1-14.

- Orton, S., Jirsa, J., y Bayrak, O. (2008). Design considerations of carbon fibre anchors. *J. Compos. Constr.*, 12(6), 608-616.
- Peña, F., y Yunapanta, J. (2022). *Propuesta de reforzamiento de vigas de alma llena de puentes metálicos con fibra de carbono y resina epóxica* (Tesis de pregrado). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
- Pérez A. (2021). Estudio de viabilidad de un proyecto: estructura e importancia. *OBS Business School*. Recuperado de <https://www.obsbusiness.school/blog/estudio-de-viabilidad-de-un-proyecto-estructura-e-importancia>
- Pérez, M., y De la Rosa, J. (2011). Estudio y validación del reforzamiento de elementos de hormigón armado sometidos a flexión con fibras de carbono. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 5(3), 1-15.
- Sakino, K y Sun, Y. (2000). Steel jacketing for improvement of column strength and ductility. *12WCEE 2000*, 2525.
- Serrano, I. (2016). *Estudio comparativo de sistemas de refuerzo estructural en forjados* (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- Singer, P. (1994). *Resistencia de Materiales*. México: Alfaomega.
- Tinco, M. (2020). *Análisis del Diseño del Reforzamiento Estructural empleando Encamisado Metálico en Elementos Verticales, Derrama Magisterial, Jesús María, 2019* (Tesis de pregrado). Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.
- Top Consult Ingeniería SAC. (2014). *Planos, especificaciones técnicas y memoria de cálculo del Proyecto "Evaluación Estructural del Edificio Reducto – Miraflores"*. Lima.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de Consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA	INSTRUMENTOS
<p style="text-align: center;">Problema General</p> <p>¿De qué manera el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural mejora la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores?</p>	<p style="text-align: center;">Objetivo General</p> <p>Realizar el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural para mejorar la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.</p>	<p style="text-align: center;">Hipótesis General</p> <p>Al realizar el análisis comparativo de métodos de reforzamiento estructural se mejora la viabilidad en el edificio Reducto, Miraflores.</p>	<p style="text-align: center;">Tipo de Investigación</p> <p>La presente investigación será de tipo aplicado</p> <hr/> <p style="text-align: center;">Enfoque de Investigación</p> <p>La presente investigación tendrá un enfoque cuantitativo</p>	<p style="text-align: center;">Softwares</p> <p>-Etabs. v19 -Hojas de cálculo -Excel -AutoCAD 2020</p>
<p style="text-align: center;">Problemas Específicos</p> <p>¿En qué medida los reforzamientos con fibras de carbono y acero estructural mejoran el comportamiento estructural?</p>	<p style="text-align: center;">Objetivos Específicos</p> <p>Comparar los reforzamientos con fibras de carbono y acero estructural para mejorar el comportamiento estructural.</p>	<p style="text-align: center;">Hipótesis Específicas</p> <p>Al realizar la comparación, el reforzamiento con fibras de carbono presenta un mejor comportamiento estructural, en cuanto a resistencia y deformación.</p>	<p style="text-align: center;">Nivel de la investigación</p> <p>El nivel de la investigación será de tipo descriptivo y a la vez correlacional</p>	<p style="text-align: center;">Normas y Documentos</p> <p>-E.020 Cargas -E.060 Concreto - E.090 Estructuras Metálicas - ACI 440-2R17 - AISC-360-16 - Informe técnico</p>
<p>¿En qué medida el reforzamiento con fibras de carbono influye en el costo y tiempo de ejecución?</p>	<p>Evaluar en qué medida el reforzamiento con fibras de carbono influye en el costo y tiempo de ejecución.</p>	<p>Al realizar el reforzamiento con fibras de carbono se aumenta el costo de ejecución en un 30%.</p>	<p style="text-align: center;">Diseño de investigación</p> <p>La presente investigación será no experimental con diseño transversal.</p>	
<p>¿En qué medida el reforzamiento con acero estructural influye en el costo y tiempo de ejecución?</p>	<p>Evaluar en qué medida el reforzamiento con acero estructural influye en el costo y tiempo de ejecución.</p>	<p>Al realizar el reforzamiento con acero estructural se aumenta el tiempo de ejecución en un 20%.</p>		

Anexo 2: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL			
	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
V.I	Soto (como se citó en Belizario 2017). En el refuerzo de una estructura (con o sin daño) se mejoran las características estructurales sobre las originales. Es toda operación para incrementar el desempeño original.	Especificaciones técnicas de la fibra de carbono	Reforzamiento con fibras de carbono	Informe de Evaluación Estructural de Edificio Reducto, Hojas de cálculo, Norma E-020, Norma AISC-360-16
Métodos de reforzamiento o estructural		Especificaciones técnicas del acero estructural.	Reforzamiento con acero estructural	Norma E-060, Norma E-090, Norma ACI 440-2R17.
V.D	Perez A. (2021). Un estudio de viabilidad permite averiguar si la iniciativa es o no realizable. Para ello, se analizan diferentes perspectivas, como la técnica, la económica o la legal. Las conclusiones de esta investigación hacen posible comprobar si la inversión merece o no la pena.	Diagramas de momento flector, deflexiones en vigas y losas. Presupuestos Cronogramas	Comportamiento estructural Costo y tiempo de ejecución	Modelamiento con software Etabs. Microsoft Excel Microsoft Excel
Viabilidad en el edificio Reducto				

Anexo 3: Hojas de cálculo para verificación de cuantías de acero en vigas

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

Piso	Sección		b cm	h cm	d cm	d' cm	As cm ²	As' cm ² '	ρ	ρ .bal	falla
6	VT-04-5BC	(+)	40	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.40%	2.13%	dúctil
	VT-04-5BC	(-)	40	70	63.7	6.3	50.8	15.24	2.0%	2.1%	dúctil
	VT-05-6BC	(+)	50	70	63.7	6.3	20.32	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-05-6BC	(-)	50	70	63.7	6.3	45.72	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-10-C56	(+)	40	50	41.2	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-10-C56	(-)	40	50	41.2	6.3	20.32	10.16	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-11-B56	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B56	(-)	40	50	43.7	6.3	20.32	10.16	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-02-3AB	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-02-3AB	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(+)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(-)	70	70	61.2	6.3	50.8	25.4	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(-)	40	50	41.2	6.3	17.24	10.16	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-12-A34	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-12-A34	(-)	25	70	63.7	6.3	12.16	10.16	0.8%	2.1%	dúctil
	VT-01-2BC	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-01-2BC	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(+)	70	70	63.7	6.3	45.72	25.4	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	20.32	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-10-C23	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-10-C23	(-)	40	50	43.7	6.3	15.24	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-11-B23	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B23	(-)	40	50	43.7	6.3	20.32	10.16	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-01-2CD	(+)	70	70	63.7	6.3	20.32	25.4	0.5%	2.1%	dúctil
	VT-01-2CD	(-)	70	70	61.2	6.3	60.96	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(+)	70	70	63.7	6.3	20.32	25.4	0.5%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(-)	70	70	61.2	6.3	60.96	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-08B-D23	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-08B-D23	(-)	25	70	63.7	6.3	12.16	10.16	0.8%	2.1%	dúctil

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

Piso	Sección		b cm	h cm	d cm	d' cm	As cm ²	As' cm ² '	ρ	ρ .bal	falla
8	VT-02-3AB	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-02-3AB	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(+)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(-)	70	70	61.2	6.3	50.8	25.4	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(-)	40	50	41.2	6.3	17.24	10.16	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-12-A34	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-12-A34	(-)	25	70	63.7	6.3	12.16	10.16	0.8%	2.1%	dúctil

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

Piso	Sección		b cm	h cm	d cm	d' cm	As cm ²	As' cm ² '	ρ	ρ.bal	falla
9	VT-05-6AB	(+)	50	70	63.7	6.3	20.32	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-05-6AB	(-)	50	70	63.7	6.3	45.72	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-06A-6'AB	(+)	40	70	63.7	6.3	15.24	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-06A-6'AB	(-)	40	70	61.2	6.3	50.8	15.24	2.1%	2.1%	dúctil
	VT-06-7AB	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-06-7AB	(-)	70	70	61.2	6.3	50.8	25.4	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-11-B67	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B67	(-)	40	50	41.2	6.3	17.24	10.16	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-12-A66'	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-12-A66'	(-)	25	70	63.7	6.3	12.16	10.16	0.8%	2.1%	dúctil
	VT-05-6BC	(+)	50	70	63.7	6.3	20.32	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-05-6BC	(-)	50	70	63.7	6.3	45.72	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-06-7BC	(+)	70	70	41.2	6.3	30.48	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-06-7BC	(-)	70	70	51.2	6.3	45.72	25.4	1.3%	2.1%	dúctil
	VT-10-C67	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-10-C67	(-)	40	50	43.7	6.3	15.24	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-05-6CD	(+)	50	70	63.7	6.3	20.32	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-05-6CD	(-)	50	70	63.7	6.3	45.72	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-06-7CD	(+)	70	70	41.2	6.3	30.48	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-06-7CD	(-)	70	70	51.2	6.3	45.72	25.4	1.3%	2.1%	dúctil
	VT-09-D67	(+)	25	70	43.7	6.3	10.16	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-09-D67	(-)	25	70	43.7	6.3	15.24	10.16	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(+)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4AB	(-)	70	70	61.2	6.3	50.8	45.72	1.2%	2.1%	dúctil
	VS-4'AB	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VS-4'AB	(-)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B45	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B45	(-)	40	50	43.7	6.3	13.02	10.16	0.7%	2.1%	dúctil
	VT-12-A44'	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-12-A44'	(-)	25	70	63.7	6.3	12.16	10.16	0.8%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4BC	(+)	70	70	41.2	6.3	45.72	25.4	1.6%	2.1%	dúctil
	VT-03-4BC	(-)	70	70	51.2	6.3	50.8	45.72	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-10-C34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-10-C34	(-)	40	50	43.7	6.3	15.24	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(-)	40	50	43.7	6.3	20.32	10.16	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(+)	70	70	63.7	6.3	20.32	25.4	0.5%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(-)	70	70	61.2	6.3	60.96	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-03-4CD	(+)	70	70	41.2	6.3	45.72	25.4	1.6%	2.1%	dúctil
	VT-03-4CD	(-)	70	70	51.2	6.3	50.8	45.72	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-09-D34	(+)	25	70	43.7	6.3	10.16	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-09-D34	(-)	25	70	43.7	6.3	15.24	10.16	1.4%	2.1%	dúctil

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

Piso	Sección		b cm	h cm	d cm	d' cm	As cm ²	As' cm ² '	ρ	ρ.bal	falla
10	VT-05-6AB	(+)	50	70	63.7	6.3	20.32	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-05-6AB	(-)	50	70	63.7	6.3	45.72	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-06A-6'AB	(+)	40	70	63.7	6.3	15.24	15.24	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-06A-6'AB	(-)	40	70	61.2	6.3	50.8	15.24	2.1%	2.1%	dúctil
	VT-06-7AB	(+)	70	70	63.7	6.3	25.4	25.4	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-06-7AB	(-)	70	70	61.2	6.3	50.8	25.4	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-11-B67	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B67	(-)	40	50	41.2	6.3	17.24	10.16	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-12-A66'	(+)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-12-A66'	(-)	25	70	63.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(+)	70	70	63.7	6.3	45.72	25.4	1.0%	2.1%	dúctil
	VT-02-3BC	(-)	70	70	61.2	6.3	45.72	25.4	1.1%	2.1%	dúctil
	VT-03-4BC	(+)	70	70	41.2	6.3	45.72	25.4	1.6%	2.1%	dúctil
	VT-03-4BC	(-)	70	70	51.2	6.3	50.8	45.72	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-10-C34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-10-C34	(-)	40	50	43.7	6.3	15.24	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(+)	40	50	43.7	6.3	10.16	10.16	0.6%	2.1%	dúctil
	VT-11-B34	(-)	40	50	43.7	6.3	20.32	10.16	1.2%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(+)	70	70	63.7	6.3	20.32	25.4	0.5%	2.1%	dúctil
	VT-02-3CD	(-)	70	70	61.2	6.3	60.96	20.32	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-03-4CD	(+)	70	70	41.2	6.3	45.72	25.4	1.6%	2.1%	dúctil
	VT-03-4CD	(-)	70	70	51.2	6.3	50.8	45.72	1.4%	2.1%	dúctil
	VT-09-D34	(+)	25	70	43.7	6.3	10.16	10.16	0.9%	2.1%	dúctil
VT-09-D34	(-)	25	70	43.7	6.3	15.24	10.16	1.4%	2.1%	dúctil	

Anexo 4: Hojas de cálculo para hallar momento nominal y momento último de diseño en vigas y losas

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS

Piso	Sección		ϕM_n t-m	MCM t-m	MCV t-m	Mu t-m	Control $\phi M_n < Mu$	Comentario
6	VT-04-5BC	(+)	23.32	8.12	13.91	35.02	No Verifica	reforzar
	VT-04-5BC	(-)	93.63	15.82	26.53	67.25	ok	ok
	VT-05-6BC	(+)	45.26	7.50	13.18	32.91	ok	ok
	VT-05-6BC	(-)	91.50	15.29	25.87	65.39	ok	ok
	VT-10-C56	(+)	14.68	1.93	3.09	7.96	ok	ok
	VT-10-C56	(-)	27.06	3.98	5.30	14.58	ok	ok
	VT-11-B56	(+)	15.64	1.84	3.58	8.66	ok	ok
	VT-11-B56	(-)	28.98	4.87	4.77	14.93	ok	ok
	VT-02-3AB	(+)	57.06	8.23	12.31	32.45	ok	ok
	VT-02-3AB	(-)	92.49	15.72	24.51	63.68	ok	ok
	VT-03-4AB	(+)	92.49	7.60	11.08	29.48	ok	ok
	VT-03-4AB	(-)	101.12	14.80	19.77	54.33	ok	ok
	VT-11-B34	(+)	15.64	1.49	2.18	5.79	ok	ok
	VT-11-B34	(-)	23.54	3.45	4.42	12.34	ok	ok
	VT-12-A34	(+)	22.63	1.16	2.18	5.33	ok	ok
	VT-12-A34	(-)	26.65	2.85	3.76	10.38	ok	ok
	VT-01-2BC	(+)	57.06	5.13	9.73	23.72	ok	ok
	VT-01-2BC	(-)	92.49	10.56	19.83	48.50	ok	ok
	VT-02-3BC	(+)	96.81	11.63	19.05	48.67	ok	ok
	VT-02-3BC	(-)	92.49	21.97	34.13	88.78	ok	ok
	VT-10-C23	(+)	15.64	2.69	6.15	14.22	ok	ok
	VT-10-C23	(-)	22.59	5.51	11.66	27.54	No Verifica	reforzar
	VT-11-B23	(+)	15.64	2.60	3.85	10.19	ok	ok
	VT-11-B23	(-)	28.98	5.30	7.34	19.90	ok	ok
	VT-01-2CD	(+)	46.30	6.64	12.28	30.17	ok	ok
	VT-01-2CD	(-)	117.41	12.48	22.13	55.09	ok	ok
	VT-02-3CD	(+)	46.30	9.68	15.72	40.28	ok	ok
	VT-02-3CD	(-)	117.41	21.73	34.16	88.49	ok	ok
	VT-08B-D23	(+)	22.63	2.14	3.90	9.63	ok	ok
	VT-08B-D23	(-)	26.65	3.87	5.79	15.26	ok	ok

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS

Piso	Sección		ϕM_n t-m	MCM t-m	MCV t-m	Mu t-m	Control $\phi M_n < Mu$	Comentario
8	VT-02-3AB	(+)	57.06	8.18	12.92	33.42	ok	ok
	VT-02-3AB	(-)	92.49	16.54	25.06	65.76	ok	ok
	VT-03-4AB	(+)	92.49	7.56	10.95	29.20	ok	ok
	VT-03-4AB	(-)	101.12	14.67	20.53	55.44	ok	ok
	VT-11-B34	(+)	15.64	1.52	2.28	6.00	ok	ok
	VT-11-B34	(-)	23.54	3.34	4.29	11.97	ok	ok
	VT-12-A34	(+)	22.63	1.20	2.17	5.37	ok	ok
	VT-12-A34	(-)	26.65	2.55	4.08	10.51	ok	ok

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS

Piso	Sección		ϕM_n t-m	MCM t-m	MCV t-m	Mu t-m	Control $\phi M_n < Mu$	Comentario
9	VT-05-6AB	(+)	45.26	2.79	2.48	8.13	ok	ok
	VT-05-6AB	(-)	91.50	4.96	5.81	16.83	ok	ok
	VT-06A-6'AB	(+)	34.11	4.48	8.57	20.84	ok	ok
	VT-06A-6'AB	(-)	88.83	14.15	26.00	64.01	ok	ok
	VT-06-7AB	(+)	57.06	7.64	9.90	27.53	ok	ok
	VT-06-7AB	(-)	101.12	15.12	18.28	52.24	ok	ok
	VT-11-B67	(+)	15.64	2.62	6.16	14.15	ok	ok
	VT-11-B67	(-)	23.54	5.98	10.37	26.00	No Verifica	reforzar
	VT-12-A66'	(+)	22.63	0.00	0.76	1.29	ok	ok
	VT-12-A66'	(-)	26.65	-2.68	0.00	-3.75	ok	ok
	VT-05-6BC	(+)	45.26	7.45	12.82	32.22	ok	ok
	VT-05-6BC	(-)	91.50	15.40	26.22	66.13	ok	ok
	VT-06-7BC	(+)	41.57	8.69	13.60	35.29	ok	ok
	VT-06-7BC	(-)	75.20	18.05	28.70	74.06	ok	ok
	VT-10-C67	(+)	15.64	1.98	4.87	11.05	ok	ok
	VT-10-C67	(-)	22.59	4.03	7.74	18.80	ok	ok
	VT-05-6CD	(+)	45.26	5.71	9.50	24.14	ok	ok
	VT-05-6CD	(-)	91.50	10.25	16.56	42.50	ok	ok
	VT-06-7CD	(+)	41.57	4.94	7.59	19.82	ok	ok
	VT-06-7CD	(-)	75.20	17.96	23.54	65.16	ok	ok
	VT-09-D67	(+)	14.95	3.86	7.72	18.53	No Verifica	reforzar
	VT-09-D67	(-)	21.04	6.72	9.36	25.32	No Verifica	reforzar
	VT-03-4AB	(+)	92.49	7.55	14.47	35.17	ok	ok
	VT-03-4AB	(-)	101.12	15.33	26.36	66.27	ok	ok
	VS-4'AB	(+)	22.63	6.94	6.47	20.72	ok	ok
	VS-4'AB	(-)	22.63	1.11	1.11	3.44	ok	ok
	VT-11-B45	(+)	15.64	5.60	3.97	14.59	ok	ok
	VT-11-B45	(-)	19.62	10.95	8.55	29.87	No Verifica	reforzar
	VT-12-A44'	(+)	22.63	0.00	0.00	0.00	ok	ok
	VT-12-A44'	(-)	26.65	12.88	9.69	34.51	No Verifica	reforzar
	VT-02-3BC	(+)	57.06	11.58	17.19	45.44	ok	ok
	VT-02-3BC	(-)	92.49	21.91	32.06	85.18	ok	ok
	VT-03-4BC	(+)	57.92	11.43	16.61	44.24	ok	ok
	VT-03-4BC	(-)	81.92	21.09	31.32	82.77	No Verifica	reforzar
	VT-10-C34	(+)	15.64	1.62	3.64	8.46	ok	ok
	VT-10-C34	(-)	22.59	3.72	6.82	16.80	ok	ok
	VT-11-B34	(+)	15.64	1.52	3.49	8.06	ok	ok
	VT-11-B34	(-)	28.98	3.34	6.49	15.71	ok	ok
	VT-02-3CD	(+)	46.30	9.60	14.14	37.48	ok	ok
	VT-02-3CD	(-)	117.41	21.76	32.01	84.88	ok	ok
	VT-03-4CD	(+)	57.92	9.01	13.43	35.45	ok	ok
	VT-03-4CD	(-)	81.92	22.81	32.68	87.49	No Verifica	reforzar
	VT-09-D34	(+)	14.95	1.30	2.20	5.56	ok	ok
	VT-09-D34	(-)	21.04	2.59	3.49	9.56	ok	ok

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS

Piso	Sección		ϕM_n t-m	MCM t-m	MCV t-m	Mu t-m	Control $\phi M_n < M_u$	Comentario
10	VT-05-6AB	(+)	45.26	2.75	3.11	9.14	ok	ok
	VT-05-6AB	(-)	91.50	5.64	4.78	16.02	ok	ok
	VT-06A-6'AB	(+)	34.11	3.83	9.26	21.10	ok	ok
	VT-06A-6'AB	(-)	88.83	12.18	24.43	58.58	ok	ok
	VT-06-7AB	(+)	57.06	7.78	11.30	30.10	ok	ok
	VT-06-7AB	(-)	101.12	12.88	16.96	46.86	ok	ok
	VT-11-B67	(+)	15.64	2.66	4.35	11.12	ok	ok
	VT-11-B67	(-)	23.54	5.45	8.26	21.67	ok	ok
	VT-12-A66'	(+)	22.63	0.15	0.00	0.21	ok	ok
	VT-12-A66'	(-)	22.63	2.51	0.90	5.04	ok	ok
	VT-02-3BC	(+)	96.81	11.75	17.86	46.81	ok	ok
	VT-02-3BC	(-)	92.49	21.52	29.92	80.99	ok	ok
	VT-03-4BC	(+)	57.92	11.52	17.18	45.33	ok	ok
	VT-03-4BC	(-)	81.92	20.52	28.75	77.60	ok	ok
	VT-10-C34	(+)	15.64	1.57	3.76	8.59	ok	ok
	VT-10-C34	(-)	22.59	3.86	6.77	16.91	ok	ok
	VT-11-B34	(+)	15.64	1.50	2.31	6.03	ok	ok
	VT-11-B34	(-)	28.98	3.37	4.41	12.22	ok	ok
	VT-02-3CD	(+)	46.30	9.80	14.57	38.49	ok	ok
	VT-02-3CD	(-)	117.41	21.82	14.57	55.32	ok	ok
	VT-03-4CD	(+)	57.92	9.13	13.58	35.87	ok	ok
	VT-03-4CD	(-)	81.92	23.11	33.81	89.83	No Verifica	reforzar
	VT-09-D34	(+)	14.95	1.30	2.34	5.80	ok	ok
	VT-09-D34	(-)	21.04	2.48	3.25	9.00	ok	ok

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES EN LOSAS

Piso	Paño	Luz libre m	MCM t-m	MCV t-m	Mu+ t-m	As+ cm	ϕM_n + t-m	Comentario +
6	23-BC	7.6	0.8089	2.703	4.23	4.83	4.11	reforzar
	23-CD	7.6	0.817	2.7273	4.26	4.83	4.11	reforzar
	34-AB	6.45	0.4928	1.9344	2.92	2.54	2.38	reforzar
	56-BC	7.22			3.47	4.83	4.11	ok
8	34-AB	6.45	0.5013	1.9406	2.93	2.54	2.38	reforzar
9	34-BC	6.45	0.71	1.8902	2.85	2.54	2.38	reforzar
	34-CD	6.45	0.5144	1.9228	2.92	2.54	2.38	reforzar
	44'-AB	2.6			0	1.27	1.25	ok
	66'-AB	1.18			0	1.98	1.89	ok
	6'7-AB	5.35	0.4752	1.5572	2.43	1.98	1.89	reforzar
	67-BC	7.03	0.565	2.1835	3.47	2.54	2.38	reforzar
	67-CD	7.03	0.5925	2.1479	3.47	3.25	2.96	reforzar
10	34-BC	6.45	0.4832	1.9128	2.9	2.54	2.38	reforzar
	34-CD	6.45	0.5261	1.9308	2.97	2.54	2.38	reforzar
	66'-AB	1.18			0	1.98	1.89	ok
	6'7-AB	5.35	0.4942	1.5562	2.44	1.98	1.89	reforzar

Anexo 5: Hojas de cálculo para hallar cortante nominal y cortante último de diseño en vigas

CÁLCULO DE CORTANTE EN VIGAS

Piso	Sección	b cm	h cm	d cm	Av cm ²	s cm	ϕV_n t	V _u t	Comentario
6	VT-04-5BC	40.00	70.00	63.70	1.42	10	48.93	52.90	reforzar
	VT-05-6BC	50.00	70.00	63.70	1.42	10	53.08	55.57	reforzar
	VT-10-C56	40.00	50.00	41.20	1.42	10	31.64	11.34	ok
	VT-11-B56	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	9.68	ok
	VT-02-3AB	70.00	70.00	63.70	5.08	20	86.87	51.72	ok
	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	15	48.65	47.20	reforzar
	VT-11-B34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	11.84	ok
	VT-12-A34	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	7.79	ok
	VT-01-2BC	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	40.22	ok
	VT-02-3BC	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	61.95	reforzar
	VT-10-C23	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	27.54	ok
	VT-11-B23	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	17.58	ok
	VT-01-2CD	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	40.89	ok
	VT-02-3CD	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	59.63	ok
	VT-08B-D23	25.00	70.00	63.70	1.42	10	42.69	10.70	ok

CÁLCULO DE CORTANTE EN VIGAS

Piso	Sección	b cm	h cm	d cm	Av cm ²	s cm	ϕV_n t	V _u t	Comentario
8	VT-02-3AB	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	54.05	reforzar
	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	12.5	52.79	46.94	reforzar
	VT-11-B34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	12.06	ok
	VT-12-A34	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	7.80	ok

CÁLCULO DE CORTANTE EN VIGAS

Piso	Sección	b cm	h cm	d cm	Av cm ²	s cm	ϕV_n t	V _u t	Comentario
9	VT-05-6AB	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	17.22	ok
	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	63.70	1.42	15	38.16	48.44	reforzar
	VT-06-7AB	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	43.33	ok
	VT-11-B67	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	18.15	ok
	VT-12-A66'	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	3.94	ok
	VT-05-6BC	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	55.46	reforzar
	VT-06-7BC	70.00	70.00	41.20	1.42	10	39.71	60.46	reforzar
	VT-10-C67	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	15.09	ok
	VT-05-6CD	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	46.08	reforzar
	VT-06-7CD	70.00	70.00	41.20	1.42	10	39.71	53.82	reforzar
	VT-09-D67	25.00	70.00	43.70	1.42	15	21.90	17.44	ok
	VT-03-4AB	70.00	70.00	61.20	1.42	12.5	52.79	56.46	reforzar
	VS-4'AB	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	11.01	ok
	VT-11-B45	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	22.76	ok
	VT-12-A44'	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	16.54	ok
	VT-02-3BC	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	59.11	reforzar
	VT-03-4BC	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	62.40	reforzar
	VT-10-C34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	16.01	ok
	VT-11-B34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	15.94	ok
	VT-02-3CD	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	57.59	reforzar
	VT-03-4CD	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	52.38	reforzar
	VT-09-D34	25.00	70.00	43.70	1.42	15	21.90	7.81	ok

CÁLCULO DE CORTANTE EN VIGAS

Piso	Sección	b cm	h cm	d cm	Av cm ²	s cm	ϕV_n t	V _u t	Comentario
10	VT-05-6AB	50.00	70.00	63.70	1.42	15	42.32	16.91	ok
	VT-06A-6'AB	40.00	70.00	63.70	1.42	15	38.16	46.71	reforzar
	VT-06-7AB	70.00	70.00	63.70	1.42	15	50.64	42.93	ok
	VT-11-B67	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	15.17	ok
	VT-12-A66'	25.00	70.00	63.70	1.42	15	31.92	4.06	ok
	VT-02-3BC	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	57.76	ok
	VT-03-4BC	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	60.45	reforzar
	VT-10-C34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	15.94	ok
	VT-11-B34	40.00	50.00	43.70	1.42	10	33.56	12.24	ok
	VT-02-3CD	70.00	70.00	63.70	2.84	15	72.17	54.70	ok
	VT-03-4CD	70.00	70.00	41.20	1.42	12.5	35.54	55.70	reforzar
	VT-09-D34	25.00	70.00	43.70	1.42	15	21.90	7.66	ok

Anexo 6: Hoja técnica de fibra de carbono Tyfo SCH-41 de FYFE



TYFO® SCH-41 Composite using Tyfo® S Epoxy

DESCRIPTION

The Tyfo® SCH-41 Composite is comprised of the Tyfo® S Epoxy and Tyfo® SCH-41 reinforcing fabric. Tyfo® SCH-41 is a custom, uni-directional carbon fabric orientated in the 0° direction. The Tyfo® S Epoxy is a two-component epoxy matrix.

USE

The Tyfo® SCH-41 fabric is combined with Tyfo® S Epoxy to provide an ambient-cure, wet-layup, composite system for strengthening bridges, buildings and other structures.

ADVANTAGES

- ICC-ES ESR-2103 listed product
- IAPMO UES ER-595 listed product
- UL listed, fire-rated assembly component
- Tyfo® Systems are NSF/ANSI Standard 61-G certified
- Proven long-term performance and durability
- Excellent wet-out and handling properties
- 100% solids, solvent-free epoxy matrix
- Low viscosity, long working time
- Ambient cure application

PACKAGING

Tyfo® SCH-41: 24" x 300 lineal ft. (600 sq. ft.)
Typically ships in 12" x 13" x 27" boxes.
Tyfo® S Epoxy: Pre-measured 5-gallon units with a combined material volume of 4 gallons or in 55-gallon drums.

COVERAGE

Approximately 3 to 4 units of Tyfo® S Epoxy per roll of the Tyfo® SCH-41 fabric.

CONSUMPTION RATE

Fabric-to-epoxy ratio by weight:
For Tyfo® SCH Fabrics: 1 : 1
For Tyfo® SEH Fabrics: 1 : 0.8

SHELF LIFE

Epoxy - two years in original, unopened and properly stored containers.
Fabric - 10 years in proper storage conditions.

STORAGE CONDITIONS

Store epoxy at 60°F to 100°F (15°C to 38°C). Resin is susceptible to crystallization at temperatures below 50°F. If crystallized, epoxy must be reheated until clear. Store fabric rolls flat, not on ends, and at temperatures below 100°F (38°C). Avoid moisture and water contamination.

Typical Dry Fiber Properties

Material properties are based on standard laboratory conditions (23°C, 50 percent relative humidity.)

Property	Typical Test Value
Tensile Strength	620,000 psi (4.3 GPa)
Tensile Modulus	36.0 x 10 ⁶ psi (250 GPa)
Ultimate Elongation	1.7%
Density	0.064 lbs./in. ³ (1.77g/cm ³)
Minimum weight per sq. yd.	19 oz (644 g/m ²)

Composite Gross Laminate Properties

Property ¹	ASTM Method	ACI 440.2R Properties ¹	Design Properties ²
Ultimate Tensile Strength in Primary Fiber Direction		131,000 psi (903 MPa)	131,000 psi (903 MPa)
Elongation at Break	D3039	0.90%	0.90%
Tensile Modulus		14.6 x 10 ⁶ psi (100 GPa)	12.6 x 10 ⁶ psi (87 GPa)
Tensile Strength per inch width	D7565	5,240 lbf/in width (918 N/mm)	5,240 lbf/in width (918 N/mm)
Tensile Stiffness per inch width		584 x 10 ³ lbf/in width (102 kN/mm)	504 x 10 ³ lbf/in width (88 kN/mm)
Nominal Laminate Thickness	D1777	0.04 in.	0.04 in.

¹ Strength is defined as the mean strength (171 ksi) minus 3 standard deviations. Modulus is defined as the reported mean modulus, and elongation is defined as the calculated strain from the design strength and modulus.

² Tensile modulus is defined as the 5th percentile value representing the 80% lower confidence bound of a 2 parameter Weibull distribution (ASTM D7290).

³ Design values may require additional reduction factors based on expected exposure conditions, type of application, and design life assumptions.

Additional Composite Properties

Property ⁴	ASTM Method	Typical Test Values	Design Values
Flexural Strength	D790	110,000 psi (758.4 MPa)	82,500 psi (568.8 MPa)
Flexural Modulus		8.5 x 10 ⁶ psi (58.6 GPa)	7.0 x 10 ⁶ psi (48.3 GPa)
Longitudinal Compressive Strength	G8	50,000 psi (344.8 MPa)	42,500 psi (293 MPa)
Longitudinal Compressive Modulus	D149	11.2 x 10 ⁶ psi (77.2 GPa)	9.5 x 10 ⁶ psi (65.5 GPa)
Longitudinal Coefficient of Thermal Expansion		3.6 ppm/°F	
Transverse Coefficient of Thermal Expansion	D570	20.3 ppm/°F	

⁴ Contact FyfeFRP LLC engineers to confirm project specification values and design methodology.

INSTALLATION OF THE TYFO® SCH-41 SYSTEM

DESIGN

The Tyfo® SCH-41 system is designed to meet specific project criteria dictated by the engineer of record and any relevant building codes and/or guidelines. The design shall be based on the allowable strain for each type of application and the design modulus of the material. FyfeFRP LLC engineering staff may provide preliminary design, specification wording and application details based on the project requirements.

INSTALLATION

The Tyfo® system is to be installed by FyfeFRP LLC trained and certified applicators in accordance with the FyfeFRP LLC quality control manual, project specifications, and design requirements.

SURFACE PREPARATION

The required surface preparation is dependent on the type of element being strengthened. In general, the surface must be clean, dry and free of protrusions or cavities to prevent voids behind the Tyfo® system. Column surfaces that will receive continuous wraps typically only require a clean, sound substrate. Discontinuous wrapping surfaces (walls, beams, slabs, etc.) require a minimum CSP-2 profile to prepare for bonding, achieved by light sandblast, grinding or other approved methods per ICRI 310.2R. Tyfo® Composite Anchors may be incorporated in the designs. FyfeFRP LLC engineering staff will provide the proper specifications and details based on project requirements.

MIXING TYFO® S EPOXY

For pre-measured units in 5-gallon containers, pour the contents of component B into the component A container. Mix thoroughly with a low speed mixer at 400 to 600 RPM until uniformly blended. Ensure epoxy is transferred between the A and B buckets. For 55-gallon drums, mix component A and component B per the appropriate weight or volumetric mix ratio. Resin may be heated to achieve desired viscosity (i.e. radiant heating, drum heaters, water bath). Mixed Tyfo® S Epoxy may be thickened by adding up to 7 percent by weight of fumed silica (such as Cab-o-sil TS-720) or approved filler such as HDPE fibers. DO NOT THIN. Solvents will prevent proper cure.

PROTECTIVE COATINGS

Apply a final coat of thickened Tyfo® S Epoxy to all fabric edges, including butt splice, termination points and jacket edges. Paint between 24 and 72 hours after final application of epoxy. If more than 72 hours after application, prepare the surface by light sandblast or hand sanding to lightly etch the surface. Please refer to FyfeFRP LLC's NSF Listing for the NSF-61G listed application method (www.NSF.org).

LIMITATIONS

Recommended substrate temperature range is 50°F to 100°F (10°C to 38°C). All coating applications to be performed at a minimum of 5.4°F above the dew point. Maintain conditions for the first 48 hours of cure. Temperatures below 50°F will significantly increase the viscosity of the mixed product. Higher viscosity will reduce fabric penetration, introduce additional air into the system, and extend the cure times beyond 48 hours. DO NOT THIN. Solvents will prevent proper cure.

Epoxy Material Properties		
Cure schedule: 72 hour post-cure at 140°F (60°C) ¹		
Property	ASTM Method	Typical Test Value
Glass Transition Temperature, T _g	D4065/E1356	180°F (82°C)
Tensile Strength	D638 Type 1	10,500 psi (72.4 MPa)
Tensile Modulus		461,000 psi (3.18 GPa)
Elongation		5.0%
Compressive Strength	D695	12,500 psi (86.2 MPa)
Compressive Modulus		465,000 psi (3.2 GPa)
Flexural Strength	D790	17,900 psi (123.4 MPa)
Flexural Modulus		452,000 psi (3.12 GPa)
Shore D Hardness	D2240	87±3
Water Absorption (24 hours)	D570	0.33%
Water Absorption (13 weeks)		1.98%
Adhesion Strength ²	D4541	>400 psi (concrete failure typ.)
Concrete (ASTM D7522)		>1200 psi
Steel		>1200 psi
Epoxy		>1200 psi

¹ Testing temperature: 73°F (23°C).

² Adhesion strength dependent on surface preparation and substrate thickness. Concrete adhesion strength is dependent on the concrete strength and is based on a minimum CSP-2 profile. Steel adhesion strength is based on SSPC-SP10 and SSPC-SP11 surface preparation methods. Cure schedule: 7 days at 73°F (23°C).

CAUTION!

CLEANUP

Collect with absorbent material. Dispose in accordance with local disposal regulations. Uncured material can be removed with approved solvent. Cured materials must be mechanically removed.

HAZARDS

Consult the Safety Data Sheets (SDS) for associated hazards. SDS will be supplied upon request.

Consult safety data sheet
(SDS) for more information.
For industrial use only.

Statement of Responsibility: The technical information and application advice in this publication is based on the present state of our best scientific and practical knowledge. As the nature of the information herein is general, no assumption can be made as to the product's suitability for a particular use or application, and no warranty as to its accuracy, reliability or completeness, either expressed or implied, is given other than those required by State legislation. The owner, his representative or the contractor is responsible for checking the suitability of products for their intended use. Field service, where provided, does not constitute supervisory responsibility. Suggestions made by the FyfeFRP LLC, either verbally or in writing, may be followed, modified or rejected by the owner, engineer or contractor since they, and not the FyfeFRP LLC, are responsible for carrying out procedure appropriate to a specific application.

FyfeCo.com | FyfeInfo@cs-nrl.com | +1.855.708.3617

© 2022 FyfeFRP, LLC. All rights reserved. Fyfe® and Tyfo® are the registered trademarks of FyfeFRP, LLC.

V: 03.06.2022

Anexo 7: Hojas de cálculo de reforzamiento con FRP por flexión en vigas

DISEÑO POR FLEXIÓN

VT-04-5BC

PISO 6

Positivo

DATOS GENERALES

VIGA DE 40x70

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

<u>Concreto armado:</u>		<u>Acero de Refuerzo</u>	
f'c:	210 kg/cm2	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm2		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm2		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	10.16 cm2
<u>Sección</u>			
b:	40 cm		
h:	70 cm		
d:	63.70 cm		
<u>Sistema de Refuerzo FRP</u>			
Tipo de Fibra:	Tyfo SCH-41 de FYFE		
Valor de diseño:	ACI-440		

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm2
Elongación de rotura efu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm2
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $e_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)e_{fu}$, mayores de $e_{fd} = (K e_{fd}) < e_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	35 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	7.14 cm2	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Laterales (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm2	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	8.12	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	8.12	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	13.91	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

MOMENTOS DE DISEÑO (AMPLIFICADAS)			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	35.02	Tn-m	Momento último de diseño - combinación (1) CM + CV
Mu(2)	27.54	Tn-m	Momento último de diseño - combinación (2) Sismo
Mu =	35.02	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	22.03	Tn-m	Momento de servicio (para revisar esfuerzos de servicio)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento de diseño último de diseño - combinación (1)

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación $K \cdot \epsilon_{fd}$:	0.00464202	0.00464202
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.65 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	93.48 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00399	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.24	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	15.08 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	266,703.70 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000769}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000769}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	5.98 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	2331623 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	23.32 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	35.02 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	11.70 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	7.14 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

efd(1) =	0.00464202	Deformación por delaminación FRP efd = 0.1323*Raiz(f'c/(n Ef tf))<=0.9εfu
kefd =	0.00464202	ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

efd(2) =	0.00464202	Deformación por delaminación FRP efd = 0.1323*Raiz(f'c/(n Ef tf))
kefd =	0.00464202	ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	14.01 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.01122	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00464	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00464	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.001354	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)(c)/(df-c)
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7299	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.8193	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	70,389.05 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00480	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	9,604.79 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	42,672.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	
$f_{f1} =$	3881.52 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	27714.05 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	3881.5 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -3.00 kg 0.00% T_s

$C_c =$	70389.05	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	70386.05	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-3.00	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 42.98$ T-m

$M_{ns} =$	2,499,991.22 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	25.00 T-m	
$M_{nf1} =$	1,798,260.05 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	17.98 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00480
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.88	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.88	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.88	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 35.57$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: 2 capa de 35 cm
 Incremento de Flexión en: 12.25 t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 40x70

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	15.24 cm ²
Sección			
b:	40 cm		
h:	50 cm		
d:	43.70 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	30 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	3.06 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	5.51	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	5.51	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	11.66	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	27.54	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	21.46	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	27.54	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	17.17	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	140.2 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00872	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.33	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	14.35 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	160,189.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000564}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000564}$$

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	3.06 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = \mathbf{0.006564808} \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) \leq 0.9 \epsilon_{u}$$

$$k \epsilon_{fd} = \mathbf{0.006564808} \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = \mathbf{0.00464202} \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = \mathbf{0.006564808} \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	12.83 cm	Calculado
ϵ_c =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

ϵ_{fe} =	0.00813	Deformación efectiva en la fibra $\epsilon_c(df - c)/c - \epsilon_{fi}$
$\epsilon_{fd}(1)$ =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
ϵ_{fe} =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: ϵ_{fe} o ϵ_{fd}

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

ϵ_c =	0.002460	Deformación del concreto para el $\epsilon_c = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) / (c / (df - c))$
ϵ_c' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos $\epsilon_c = 1.7 f'c / E_c$
B1 =	0.8328	Parámetro del bloque de esfuerzos $B1 = (4 \epsilon_c' - \epsilon_c) / (6 \epsilon_c' - 2 \epsilon_c)$
α_1 =	0.9005	Parámetro del bloque de esfuerzos $\alpha_1 = (3 \epsilon_c' \epsilon_c - \epsilon_c^2) / (3 B1 \epsilon_c'^2)$
Cc =	80,807.02 kg	Comprensión del concreto: $C_c = \alpha_1 B1 f'c b c$

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00592	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	11,841.6 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	64,008.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	16797.3 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -1.76 kg 0.00% T_s

$C_c =$	80807.0	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	80805.3	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.76	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 32.1$ T-m

$M_{ns} =$	2,455,271.2 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	24.55 T-m	
$M_{nf1} =$	750,145.4 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	7.50 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00592
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.98	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 27.84$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **30** cm
 Incremento de Flexión en: **5.24** t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 40x50

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

<u>Concreto armado:</u>		<u>Acero de Refuerzo</u>	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	17.24 cm ²
<u>Sección</u>			
b:	40 cm		
h:	50 cm		
d:	41.20 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

<u>Propiedades de la lámina compuesta:</u>	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

<u>Capa Inferior (Af1)</u>		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	15 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.53 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
<u>Capa Inferior (Af2)</u>		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	5.98	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	5.98	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	10.37	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	26.00	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	20.44	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	26.00	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	16.35	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	158.6 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.01046	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.35	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	14.54 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	153,727.9 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000635}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000635}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	10.14 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	2354453 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	23.54 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	26.00 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	2.46 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.53 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	12.83 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.00806	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.002484	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.8362	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.8969	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	80,805.37 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00550	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	10,990.1 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	72,408.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	8398.6 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 1.25 kg 0.00% T_s

$C_c =$	80805.4	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	80806.6	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	1.25	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 29.7$ T-m

$M_{ns} =$	2,594,900.0 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	25.95 T-m	
$M_{nf1} =$	374,891.1 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	3.75 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00550
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.94	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 26.22$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: 1 capa de 15 cm
Incremento de Flexión en: 2.68 t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 25X70

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	10.16 cm ²
Sección			
b:	25 cm		
h:	70 cm		
d:	43.70 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	25 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	2.55 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	3.86	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	3.86	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	7.72	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	18.53	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	14.48	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	18.53	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	11.58	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	93.5 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00930	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.34	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	14.72 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	105,088.2 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000934}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000934}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	9.56 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	1494670 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	14.95 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	18.53 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	3.58 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	2.55 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	14.87 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.01019	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.002023	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7827	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.9275	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	56,672.06 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00392	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	7,843.1 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	42,672.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	13997.7 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -2.35 kg 0.00% T_s

$C_c =$	56672.1	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	56669.7	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-2.35	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 25.1$ T-m

$M_{ns} =$	1,616,445.0 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	16.16 T-m	
$M_{nf1} =$	898,382.7 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	8.98 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00392
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.81	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.81	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.81	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 19.21$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **25** cm
 Incremento de Flexión en: **4.26** t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 25X70

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	15.24 cm ²
Sección			
b:	25 cm		
h:	70 cm		
d:	43.70 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE: 0.95

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K: 1.00

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	4	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	35 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	14.28 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	6.72	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	6.72	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	9.36	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	25.32	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	20.10	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	25.32	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	16.08	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.0032824	0.003282404
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	140.2 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.01395	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.39	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	17.23 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	140,873.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.001158}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.001158}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	14.34 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	2104289 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	21.04 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	25.32 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	4.28 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	14.28 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	-----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.003282404 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.003282404 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.003282404 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	24.49 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

εfe =	0.00442	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
εfd(1) =	0.00328	Deformación máxima por delaminación del FRP
εfe =	0.00328	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: εfe o εfd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.002389	Deformación del concreto para el εc = (εfe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.8236	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.9099	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	96,329.54 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00187	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	3,749.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	3,749.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	57,134.5 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00328	
$f_{f1} =$	2744.6 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	39193.6 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00328	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	2744.6 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -1.45 kg 0.00% T_s

$C_c =$	96329.5	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	96328.1	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.45	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 42.7$ T-m

$M_{ns} =$	1,920,681.7 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	19.21 T-m	
$M_{nf1} =$	2,348,356.0 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	23.48 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00187
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.63	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.63	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.65	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 25.46$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: 4 capa de 35 cm
Incremento de Flexión en: 4.42 t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 40x50

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	13.02 cm ²
Sección			
b:	40 cm		
h:	50 cm		
d:	43.70 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	7	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	40 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	28.56 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	50 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	10.95	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	10.95	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	8.55	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	29.87	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	24.38	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	29.87	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	19.50	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00248126	0.002481264
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	119.8 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00745	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.31	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	13.46 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	142,062.1 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.001296}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.001296}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	7.66 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	1962255 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	19.62 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	29.87 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	10.24 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	28.56 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	-----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.002481264 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.002481264 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.002481264 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	18.32 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.00389	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00248	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00248	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.002184	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7994	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.9261	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	113,942.68 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00303	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	6,051.7 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	54,684.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00248	
$f_{f1} =$	2074.8 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	59255.1 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00248	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	2074.8 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -3.55 kg 0.00% T_s

$C_c =$	113942.7	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	113939.1	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-3.55	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 45.2$ T-m

$M_{ns} =$	1,989,232.7 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	19.89 T-m	
$M_{nf1} =$	2,528,823.6 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	25.29 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00303
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.73	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.73	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.73	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 30.21$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **7** capa de **40** cm
 Incremento de Flexión en: **10.58** t-m ok

DATOS GENERALES

VIGA DE 25x70

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	12.16 cm ²
Sección			
b:	25 cm		
h:	70 cm		
d:	63.70 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	35 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	3.57 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	70 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	12.88	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	12.88	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	9.69	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	34.51	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	28.21	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	34.51	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	22.57	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	111.9 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00764	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.31	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	19.82 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	280,307.7 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.001061}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.001061}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	11.44 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	2664931 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	26.65 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	34.51 Tn-m	Momento Actante de Diseño
Δmu =	7.86 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	3.57 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	18.05 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.00757	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.002650	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.8606	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.8665	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc ²)
Cc =	70,670.57 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00670	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	13,401.6 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	51,072.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	19596.8 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -1.78 kg 0.00% T_s

$C_c =$	70670.6	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	70668.8	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.78	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 40.8$ T-m

$M_{ns} =$	2,856,592.7 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	28.57 T-m	
$M_{nf1} =$	1,219,560.5 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	12.20 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00670
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.05	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 35.04$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **35** cm
 Incremento de Flexión en: **8.39** t-m ok

Anexo 8: Hojas de cálculo de reforzamiento con FRP por flexión en losas

DISEÑO POR FLEXIÓN

23BC

PISO 6

Positivo

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

<u>Concreto armado:</u>		<u>Acero de Refuerzo</u>	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	4.83 cm ²
<u>Sección</u>			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	10 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.02 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.8089	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.8089	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	2.703	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	5.73	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	4.39	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	5.73	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	3.51	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	44.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00284	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.20	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	5.55 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	24,488.0 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000371}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000371}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	1.82 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	480915 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	4.81 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	5.73 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	0.92 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.02 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.93 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.01952	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.001046	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7116	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.7050	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	25,885.19 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00620	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,409.2 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	20,286.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	5599.1 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -0.10 kg 0.00% T_s

$C_c =$	25885.2	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	25885.1	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-0.10	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 6.8$ T-m

$M_{ns} =$	524,419.6 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	5.24 T-m	
$M_{nf1} =$	160,141.1 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.60 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00620
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.00	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 5.94$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **10** cm
 Incremento de Flexión en: **1.14** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	4.83 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:	Tyfo SCH-41 de FYFE		
Valor de diseño:	ACI-440		

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP εfd = (0.6 a 0.9)εfu, mayores de εfd = (Kεfd) < εfu: K < 1.3:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	10 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.02 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.817	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.817	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	2.7273	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	5.78	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	4.43	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	5.78	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	3.54	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	44.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00284	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.20	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	5.55 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	24,488.0 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000375}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000375}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	1.82 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	480915 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	4.81 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	5.78 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	0.97 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.02 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.93 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.01952	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.001046	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7116	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.7052	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	25,886.25 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00621	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,415.9 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	20,286.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	5599.1 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -1.17 kg 0.00% T_s

$C_c =$	25886.3	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	25885.1	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.17	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 6.8$ T-m

$M_{ns} =$	524,424.3 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	5.24 T-m	
$M_{nf1} =$	160,142.4 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.60 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00621
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.00	Para $\epsilon_s < 0.005$, $\epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 5.94$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **10** cm
 Incremento de Flexión en: **1.14** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

<u>Concreto armado:</u>		<u>Acero de Refuerzo</u>	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
<u>Sección</u>			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

<u>Propiedades de la lámina compuesta:</u>	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

<u>Capa Inferior (Af1)</u>		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
<u>Capa Inferior (Af2)</u>		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.4928	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.4928	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	1.9344	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	3.98	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.03	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	3.98	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.43	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000420}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000420}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	3.98 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.41 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.17 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02498	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000825	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7002	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5972	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	17,389.09 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00627	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,537.3 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -2.19 kg -0.01% T_s

$C_c =$	17389.1	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	17386.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-2.19	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns} + M_{nf2}$

$M_n = 4.7$ T-m

$M_{ns} =$	278,869.3 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.79 T-m	
$M_{nf1} =$	194,114.0 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.94 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00627
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.01	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 3.99$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar:	1 capa de	12 cm
Incremento de Flexión en:		1.42 t-m

ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	4.83 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	5 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	0.51 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.5013	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.5013	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	1.9406	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	4.00	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.05	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	4.00	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.44	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	44.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00284	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.20	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	5.55 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	24,488.0 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000230}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000230}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	1.82 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	480915 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	4.81 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	4.00 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	-0.81 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	0.51 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.73 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02092	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000964	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7072	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.6674	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	23,083.11 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00608	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,167.6 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	20,286.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	2799.5 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 2.43 kg 0.01% T_s

$C_c =$	23083.1	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	23085.5	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	2.43	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 6.1$ T-m

$M_{ns} =$	526,065.9 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	5.26 T-m	
$M_{nf1} =$	80,297.8 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	0.80 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00608
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.99	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 5.35$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **5** cm
 Incremento de Flexión en: **0.54** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	2.45 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.71	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.71	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	1.8902	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	4.21	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.25	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	4.21	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.60	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00464202	0.00464202
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000605}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000605}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	4.21 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.64 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	2.45 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.00464202 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.00464202 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.86 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

εfe =	0.01969	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
εfd(1) =	0.00464	Deformación máxima por delaminación del FRP
εfe =	0.00464	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: εfe o εfd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000775	Deformación del concreto para el εc = (εfe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.6978	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5702	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	20,172.63 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00469	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	9,389.4 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	
$f_{f1} =$	3881.5 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	9502.0 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	3881.5 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -2.66 kg -0.01% T_s

$C_c =$	20172.6	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	20170.0	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-2.66	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 5.5$ T-m

$M_{ns} =$	276,324.4 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.76 T-m	
$M_{nf1} =$	272,251.8 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	2.72 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00469
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.87	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.87	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.87	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 4.44$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **2** capa de **12** cm
 Incremento de Flexión en: **1.87** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

<u>Concreto armado:</u>		<u>Acero de Refuerzo</u>	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
<u>Sección</u>			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

<u>Propiedades de la lámina compuesta:</u>	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

<u>Capa Inferior (Af1)</u>		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
<u>Capa Inferior (Af2)</u>		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.5144	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.5144	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	1.9228	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	3.99	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.05	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	3.99	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.44	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación $K \cdot \epsilon_{fd}$:	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000438}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000438}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	3.99 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.42 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.16 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02500	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000826	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7002	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5978	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	17,386.73 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00629	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,570.6 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 0.17 kg 0.00% T_s

$C_c =$	17386.7	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	17386.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	0.17	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 4.7$ T-m

$M_{ns} =$	278,882.4 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.79 T-m	
$M_{nf1} =$	194,122.2 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.94 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00629
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.01	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 3.99$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar:	1 capa de	12 cm	
Incremento de Flexión en:		1.42 t-m	ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	1.98 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060	ACI-318
			f = 0.90	f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS						
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados	
Mu(1) Mu(2) Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1.4 1.25 1	1.7 1.25 1	1 1	NTE-060	ACI-318
					1.4CM + 1.7CV 1.25(CM+CV) + S	1.2CM + 1.6CV 1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.4752	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.4752	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	1.5572	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	3.31	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	2.54	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	3.31	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.03	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	18.2 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00116	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.14	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	3.70 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	11,158.9 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000515}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000515}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.75 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	201160 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.01 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	3.31 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.30 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	2.92 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02733	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000763	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.6972	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5630	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	15,032.92 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00636	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,722.1 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	8,316.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 1.98 kg 0.01% T_s

$C_c =$	15032.9	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	15034.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	1.98	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 4.1$ T-m

$M_{ns} =$	218,152.5 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.18 T-m	
$M_{nf1} =$	194,732.9 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.95 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00636
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.02	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 3.45$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar:	1 capa de	12 cm	
Incremento de Flexión en:		1.44 t-m	ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	4	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	4.90 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.565	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.565	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	2.1835	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	4.50	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.44	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	4.50	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.75	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.0032824	0.003282404
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000481}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000481}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	4.50 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.93 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	4.90 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.003282404 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.003282404 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.003282404 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	4.86 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

εfe =	0.01503	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
εfd(1) =	0.00328	Deformación máxima por delaminación del FRP
εfe =	0.00328	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: εfe o εfd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000728	Deformación del concreto para el εc = (εfe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.6956	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5431	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	24,107.66 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00335	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	6,703.8 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00328	
$ff1 =$	2744.6 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $ff = E_f \epsilon_{fe}$
$Tf1 =$	13437.8 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00328	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$ff2 =$	2744.6 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $ff = E_f \epsilon_{fe}$
$Tf2 =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -Cc + T_s + Tf1 + Tf2 = 0$ -1.85 kg -0.01% T_s

$Cc =$	24107.7	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + Tf =$	24105.8	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.85	0.01% ($T_s + Tf$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 6.5$ T-m

$M_{ns} =$	272,663.4 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B1 c / 2)$
	2.73 T-m	
$M_{nf1} =$	380,410.7 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} ff1 (df1 - B1 c / 2)$
	3.80 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} ff2 (df2 - B1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00335
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.76	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.76	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.76	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 4.52$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar:	4 capa de	12 cm	
Incremento de Flexión en:		1.95 t-m	ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	3.25 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.5925	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.5925	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	2.1479	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	4.48	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.43	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	4.48	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.74	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	29.9 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00191	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.17	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.65 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	17,367.9 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000398}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000398}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	1.22 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	327251 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	3.27 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	4.48 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.21 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.45 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02268	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000905	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7042	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.6388	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	20,371.98 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00624	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,482.9 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	13,650.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -3.08 kg -0.02% T_s

$C_c =$	20372.0	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	20368.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-3.08	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns} + M_{nf2}$

$M_n = 5.5$ T-m

$M_{ns} =$	355,378.7 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	3.55 T-m	
$M_{nf1} =$	193,404.0 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.93 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00624
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.01	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 4.68$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **12** cm
 Incremento de Flexión en: **1.41** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.4832	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.4832	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	1.9128	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	3.93	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.00	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	3.93	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.40	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuantía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000412}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000412}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	3.93 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.36 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k \epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.17 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02498	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000824	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.7002	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5969	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	17,388.37 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00626	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,522.6 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ -1.47 kg -0.01% T_s

$C_c =$	17388.4	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	17386.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	-1.47	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns1} + M_{nf2}$

$M_n = 4.7$ T-m

$M_{ns} =$	278,864.2 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.79 T-m	
$M_{nf1} =$	194,110.7 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.94 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00626
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.01	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 3.99$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar:	1 capa de	12 cm
Incremento de Flexión en:		1.42 t-m

ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	2.54 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra:		Tyfo SCH-41 de FYFE	
Valor de diseño:		ACI-440	

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	10 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	2.04 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060	ACI-318
			f = 0.90	f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS						
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados	
Mu(1) Mu(2) Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1.4 1.25 1	1.7 1.25 1	1 1	NTE-060	ACI-318
					1.4CM + 1.7CV 1.25(CM+CV) + S	1.2CM + 1.6CV 1.25(CM+CV) + S

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.5261	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.5261	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
M _{CV}	1.9308	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
M _{sismo}	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	4.02	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	3.07	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	4.02	Tn-m	Momento último de diseño
M _{servicio}	2.46	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación K* ϵ_{fd} :	0.00464202	0.00464202
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	23.4 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00149	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.15	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	4.16 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	13,959.6 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000448}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000448}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.96 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	257042 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.57 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	4.02 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.45 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	2.04 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.00464202 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.00464202 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	3.75 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02055	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00464	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00464	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000727	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.6955	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5427	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc ²)
Cc =	18,583.56 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00456	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	9,113.7 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	10,668.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	
$f_{f1} =$	3881.5 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	7918.3 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00464	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	3881.5 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 2.74 kg 0.01% T_s

$C_c =$	18583.6	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	18586.3	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	2.74	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns} + M_{nf2}$

$M_n = 5.0$ T-m

$M_{ns} =$	276,787.6 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.77 T-m	
$M_{nf1} =$	227,220.3 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	2.27 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00456
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	0.86	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.86	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.86	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 4.05$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **2** capa de **10** cm
 Incremento de Flexión en: **1.48** t-m ok

DATOS GENERALES

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Concreto armado:		Acero de Refuerzo	
f'c:	210 kg/cm ²	As:	# varillas 1 0
			Diámetro " -
fy:	4200 kg/cm ²		# varillas 2 0
Es:	2000000 kg/cm ²		Diámetro " -
β1:	0.85	As:	1.98 cm ²
Sección			
b:	62.5 cm		
h:	30 cm		
d:	27.25 cm		
Sistema de Refuerzo FRP			
Tipo de Fibra: Tyfo SCH-41 de FYFE			
Valor de diseño: ACI-440			

Propiedades de la lámina compuesta:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria Ffu:	834 Mpa	8504.46 kg/cm ²
Elongación de rotura εfu:	0.0085	0.0085
Módulo de tensión Ef:	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la lámina tf:	1.02 mm	1.02 mm

Factor de Reducción por degradación del sistema, por exposición al medio ambiente (ACI-440.2R-17 Tabla 9.4)

CE:	0.95
-----	------

Factor de reducción por máxima delaminación (K) del FRP $\epsilon_{fd} = (0.6 \text{ a } 0.9)\epsilon_{fu}$, mayores de $\epsilon_{fd} = (K\epsilon_{fd}) < \epsilon_{fu}$: $K < 1.3$:

K:	1.00
----	------

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO FRP

Capa Inferior (Af1)		
N lam.	1	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	12 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP
Af	1.22 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df1	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H)
Capa Inferior (Af2)		
N lados	2	Número de Lados laterales
N lam.	2	Número de capas de refuerzo de FRP
B lam	0 cm	Ancho de cada lámina de refuerzo de FRP (por lado)
Af	0.00 cm ²	Área de Refuerzo de FRP: (Af = e * N * B)
df2	30 cm	Distancia al centroide del Refuerzo FRP (H-B/2)

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (f) frp (Ψ_f)			
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados
f = Ψ_f =	0.9 Por Flexión y Tracción 0.85 Tensión FRP		NTE-060
			ACI-318
			f = 0.90 f = 0.9 a 0.65

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS					
Var.	Valores	CM	CV	Sismo	Valores Típicos Normalizados
					NTE-060
					ACI-318
Mu(1)		1.4	1.7		1.4CM + 1.7CV
Mu(2)		1.25	1.25	1	1.25(CM+CV) + S
Mserv = M _{cm} + (%M _{cv})		1	1		

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mo	0.4942	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
MCM	0.4942	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
MCV	1.5562	Tn-m	Momento flector por Carga Carga Viva
Msismo	0	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_m	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Muerta
ΔM_v	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CARGAS ACTUANTES SIN AMPLIFICAR			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Mu(1)	3.34	Tn-m	Momento actuante (Durante la colocación FRP)
Mu(2)	2.56	Tn-m	Momento flector por Carga Muerta
Mu =	3.34	Tn-m	Momento último de diseño
Mservicio	2.05	Tn-m	Momento flector por Sismo (Temporal)
ΔM_u	0	Tn-m	Incremento del Momento flector por Carga Viva

CÁLCULO:

PROPIEDADES DE DISEÑO

Propiedades de diseño:	SI	SG
Esfuerzo Último de Tensión en la dirección primaria F _{fu} :	792.3 Mpa	8079 kg/cm ²
Elongación de rotura nominal del FRP ϵ_{fu} :	0.008075	0.008075
Elongación máxima por delaminación $K \cdot \epsilon_{fd}$:	0.00656481	0.006564808
Módulo de tensión E _f :	82 Gpa	836170 kg/cm ²
Espesor de la fibra:	0.102 cm	0.102 cm

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ESTADO ELÁSTICO AGRIETADO:

Ec =	217370.7 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto 15000 Raiz (f'c)
n	9.20	Relación de módulos Es/Ec
(n)As =	18.2 cm ²	Sección Equivalente para cálculo de inercia y eje neutro (n)As
p =	0.00116	Cuántía de refuerzo por tracción p = As/(b d)
k =	0.14	Factor para cálculo de inercia y eje neutro k = -pn + Raiz ((pn) ² + 2pn)
kd =	3.70 cm	Eje neutro de la sección transformada agrietada (elástica sin frp)
Icr =	11,158.9 cm ⁴	Momento de Inercia sección agrietada Icr = b(kd) ³ /3 + nAs (d-kd) ²

Def. unitaria en la capa inferior del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df1 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(1) = \mathbf{0.000536}$$

Def. unitaria en la capa lateral del FRP en el instante de colocación del FRP = Mo (df2 - kd) / (Ec Icr)

$$\epsilon_{fi}(2) = \mathbf{0.000536}$$

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES Y RESISTENCIA DE LA SECCIÓN SIN REFUERZO DE FRP

a =	0.75 cm	a = As fy / (0.85 f'c b)
Mu =	201160 kg-cm	Mu = φ As fy (d - a/2)
Mu =	2.01 Tn-m	Momento Resistente de la sección sin refuerzo FRP
Mu =	3.34 Tn-m	Momento Actuante de Diseño
Δmu =	1.33 Tn-m	Déficit de Flexión (Mu actuante - Mu resistente)

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA SECCIÓN REFORZADA CON FRP

Refuerzo Proporcionado de FRP en Tracción

Capa Inferior (Af1)

Af1	1.22 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(1) = 0.006564808 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f)) < 0.9 \epsilon_u$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

Capa Inferior (Af2)

Af2	0.00 cm ²	Area de Refuerzo de FRP: (Af = N° lados e*N*B)
-----	----------------------	--

Deformación máxima por delaminación del sistema de FRP (Capa Inferior Flexión)

$$\epsilon_{fd}(2) = 0.00464202 \quad \text{Deformación por delaminación FRP } \epsilon_{fd} = 0.1323 * \text{Raiz}(f'c / (n E_f t_f))$$

$$k\epsilon_{fd} = 0.006564808 \quad \text{ACI-440.2R-17 (unidades kg-cm)}$$

RESISTENCIA POR FLEXIÓN

Cálculo del eje neutro c y además asumimos falla del concreto tenemos:

c =	2.91 cm	Calculado
εc =	0.003	Máxima deformación del concreto

Tipo de falla (Fibra de Carbono o Aplastamiento de Concreto)

efe =	0.02735	Deformación efectiva en la fibra εc(df - c)/c - εfi
efd(1) =	0.00656	Deformación máxima por delaminación del FRP
efe =	0.00656	Deformación efectiva en la fibra mínimo de: efe o efd

Revisión de Esfuerzos, Deformaciones y Equilibrio

a) Concreto

εc =	0.000764	Deformación del concreto para el εc = (efe + εbi)/(c/(df-c))
εc' =	0.001642	Parámetro del bloque de esfuerzos εc = 1.7f'c/Ec
B1 =	0.6972	Parámetro del bloque de esfuerzos B1 = (4εc' - εc)/(6εc' - 2εc)
α1 =	0.5637	Parámetro del bloque de esfuerzos α1 = (3εc' εc - εc ²)/(3 B1 εc' ²)
Cc =	15,031.84 kg	Comprensión del concreto: Cc = α1 B1 f'c b c

b) Acero Tensión:

$\epsilon_s =$	0.00638	Deformación del acero $\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_s =$	12,759.3 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$f_y =$	4,200.0 kg/cm ²	
$f_s =$	4,200.0 kg/cm ²	Esfuerzo en el Acero $f_s = E_s \epsilon_s < f_y$
$T_s =$	8,316.0 kg	Tensión en el Acero $T_s = A_s f_y$

c) Fibra de Carbono:

(Capa Inferior - Af1)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	
$f_{f1} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f1} =$	6718.9 kg	Tensión en la fibra de carbono

(Capa Inferior - Af2)

$\epsilon_{f1e} =$	0.00656	Deformación de la fibra de carbono lateral $\epsilon_{fe}: \epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})(d-c)/(df-c)$
$f_{f2} =$	5489.3 kg/cm ²	Esfuerzo en la fibra de carbono $f_f = E_f \epsilon_{fe}$
$T_{f2} =$	0.0 kg	Tensión en la fibra de carbono lateral

f) Equilibrio de Fuerzas: $R = -C_c + T_s + T_{f1} + T_{f2} = 0$ 3.06 kg 0.02% T_s

$C_c =$	15031.8	Sumatoria de Fuerzas de compresión
$T_s + T_f =$	15034.9	Sumatoria de Fuerzas de tensión
$R =$	3.06	0.01% ($T_s + T_f$)

g) Cálculo de la Resistencia Flexión $M_n = M_{ns} + M_{nf2}$

$M_n = 4.1$ T-m

$M_{ns} =$	218,162.7 kg-cm	$M_{ns} = A_s f_y (d - B_1 c / 2)$
	2.18 T-m	
$M_{nf1} =$	194,741.2 kg-cm	$M_{nf1} = A_{f1} f_{f1} (df_1 - B_1 c / 2)$
	1.95 T-m	
$M_{nf2} =$	0.0 kg-cm	$M_{nf2} = A_{f2} f_{f2} (df_2 - B_1 c / 2)$
	0.00 T-m	

Factor de Reducción por Flexión ϕ - ACI-318

$\epsilon_s =$	0.00638
$\epsilon_y =$	0.0021

Rangos de ϕ en función a ϵ_s		
$\phi =$	0.90	Para $\epsilon_s > 0.005$
$\phi =$	1.02	Para $\epsilon_s < 0.005, \epsilon_s > \epsilon_y$
$\phi =$	0.65	Para $\epsilon_s < \epsilon_y$
$\phi =$	0.90	Factor de reducción a considerar

Los Factores de Reducción serán:

$\phi =$	0.90	Factor de Reducción para Flexión
$\psi =$	0.85	Factor de Reducción para FRP

El momento Resistente de la Sección será:

$M_u = 3.45$ T-m $M_u = \phi(M_{ns} + \psi_f M_{nf1} + \psi_f M_{nf2})$ de la sección reforzada con FRP

Usar: **1** capa de **12** cm
 Incremento de Flexión en: **1.44** t-m ok

Anexo 9: Hojas de cálculo para refuerzo con FRP en vigas

VIGAS REFORZADAS CON FRP			
Viga:	VT-04-5BC		
Sección:	40x70		
Refuerzo:	Cortante -	Piso:	6
DATOS GENERALES			
GEOMETRIA DE LA SECCION			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	40	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	40	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)
En caso de seccion rectangular considerar: B = bw : t = 0			
REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	10.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje
<p style="text-align: center;">TIPOS DE REFUERZO POR CORTANTE</p>			
REFUERZO DE FRP DE LA SECCION			
DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	2		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1020	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0400	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1.02 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	12.470	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	20.850	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	33.320	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	52.903	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	29,354.5 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	52,903.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	19,569.7 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	37,990.7 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	48,926.4 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00206	
f fe =	1,723.1 kg	
Vf =	14,060.2 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+ψVf) =	59,084.9 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	52,050.9	
2√fc bw d =	73,848.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-05-6BC

Sección: 50x70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 6

DATOS GENERALES

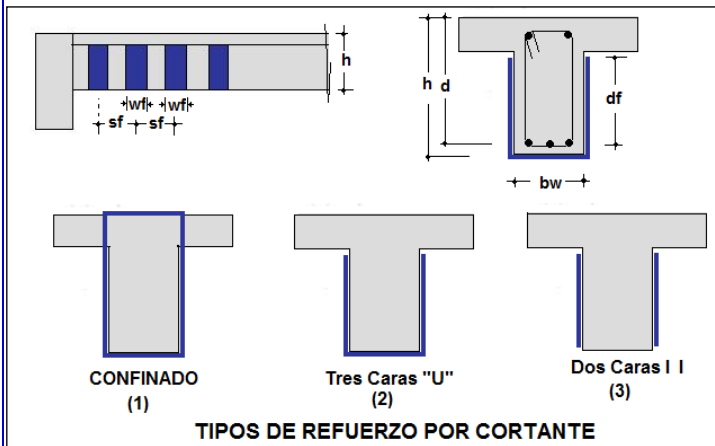
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	50	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	50	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	10.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	13.040	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	21.950	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	34.990	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	55.571	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	30,806.5 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	55,571.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	24,462.2 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	37,990.7 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	53,084.9 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	72,417.2 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	64,748.1	
2√fc bw d =	92,310.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-AB

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 6

DATOS GENERALES

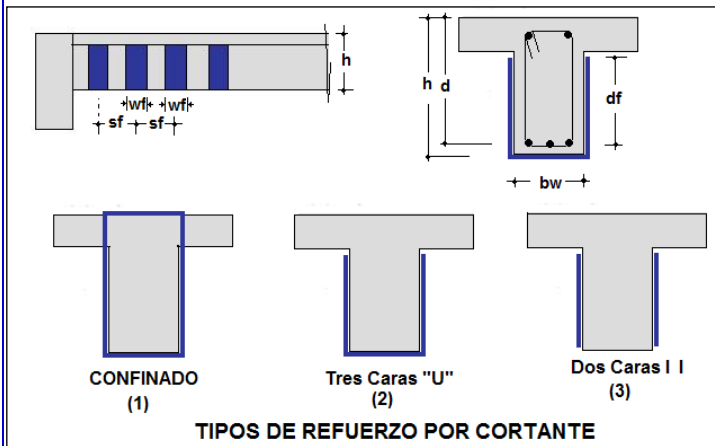
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	61.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	12.960	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	17.090	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	30.050	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	47.197	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	27,073.5 kg	φ(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	47,197.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	32,903.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	24,333.1 kg	
Vu = φ(Vc + Vs) =	48,650.7 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = φ(Vc+Vs+ψVf) =	67,982.9 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	51,090.6	
2√fc bw d =	124,162.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-02-3BC

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 6

DATOS GENERALES

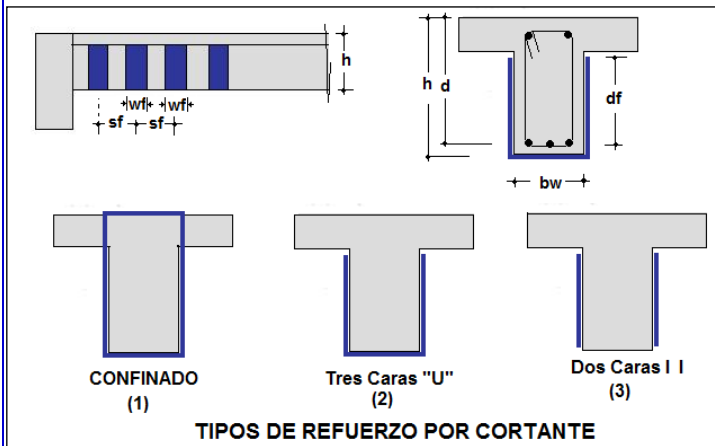
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	2.84	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	15.510	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	23.670	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	39.180	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	61.953	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	34,813.5 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	61,953.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	34,247.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	50,654.2 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	72,166.1 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	91,498.3 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	77,411.7	
2√fc bw d =	129,234.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-02-3AB

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 8

DATOS GENERALES

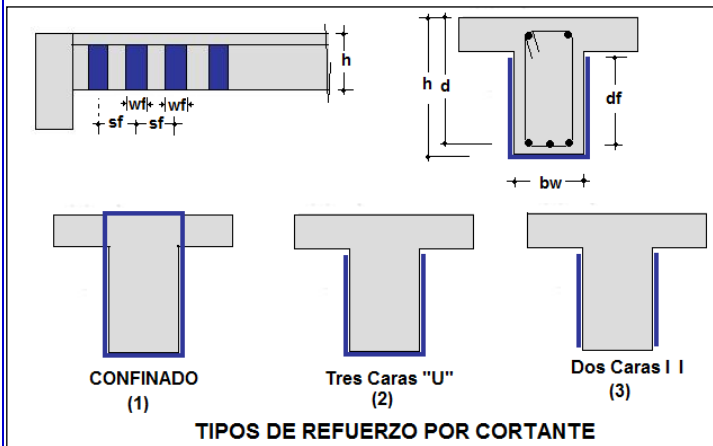
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	13.690	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	20.520	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	34.210	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	54.050	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	30,449.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	54,050.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	34,247.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	50,638.0 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	69,970.3 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	52,084.6	
2√fc bw d =	129,234.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4AB

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 8

DATOS GENERALES

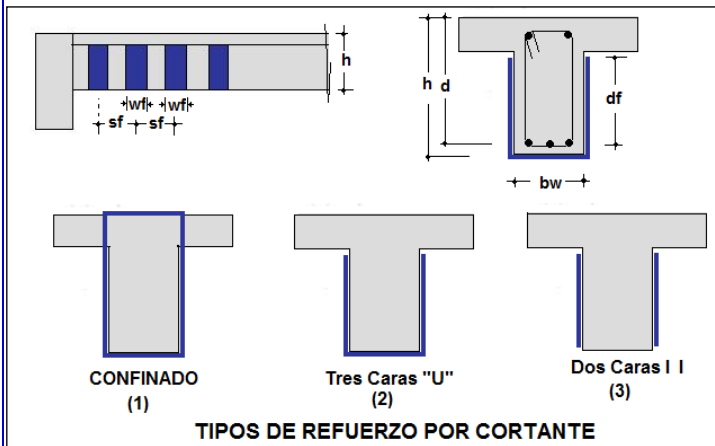
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	61.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
Wf	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
Sf	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
df	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
tf	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	12.670	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	17.180	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	29.850	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	46.944	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	26,822.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	46,944.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	32,903.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	29,199.7 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	52,787.3 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	72,119.6 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	55,957.2	
2√fc bw d =	124,162.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-06A-6AB

Sección: 40X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

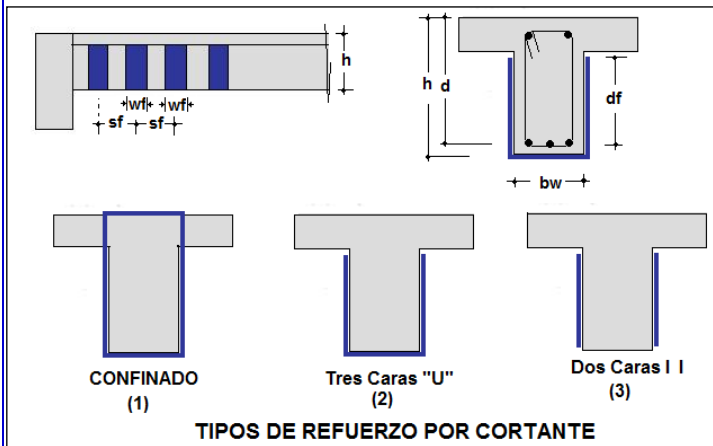
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	40	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	40	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	10.700	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	19.690	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	30.390	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	48.453	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	26,537.5 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	48,453.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	19,569.7 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	38,162.3 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	57,494.6 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	52,084.6	
2√fc bw d =	73,848.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-05-6BC

Sección: 50X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

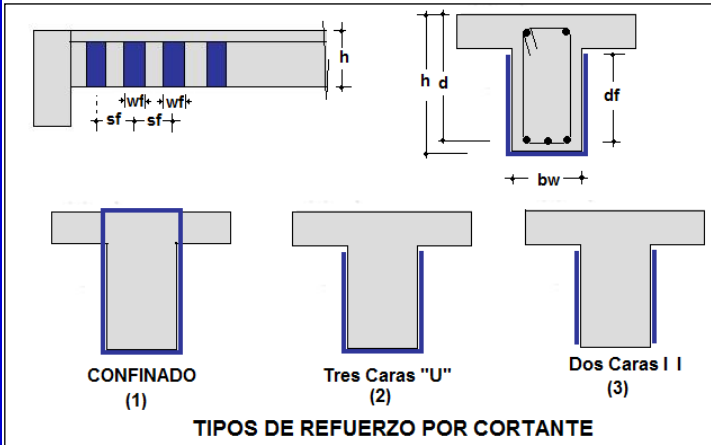
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	50	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	50	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	10	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	13.080	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	21.850	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	34.930	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	55.457	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	30,775.5 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	55,457.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	24,462.2 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	42,320.9 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	61,653.2 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	52,084.6	
2√fc bw d =	92,310.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-06-7BC

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

GEOMETRIA DE LA SECCION

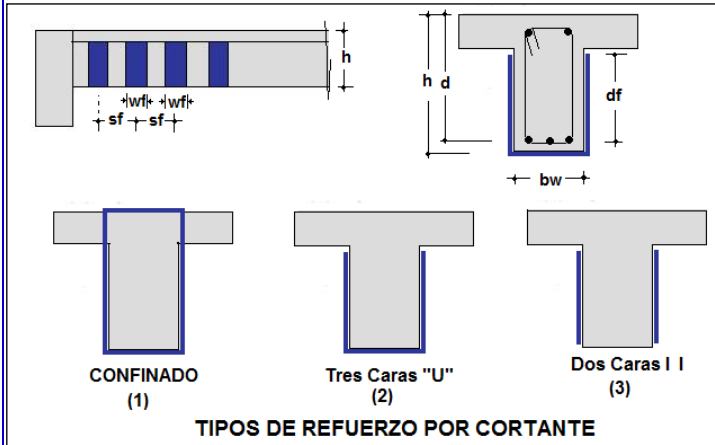
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	10.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje

0.5024



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	2		Numero de Capas de refuerzo
Afv	8.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	15.120	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	23.110	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	38.230	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	60.455	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	33,964.5 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	60,455.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	24,571.7 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	39,713.7 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	53,514.9 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	78,378.3 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	78,086.6	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Proyecto: CORTANTE COLUMNA MANUAL FYFE **Fecha:** 04/05/2011
Cliente: GALLEGOS ARANGO CASABONNE
Diseño: TOP CONSULT WBE **Revisó:** WBE
Viga: VT-05-6CD
Sección: 50X70
Refuerzo: Cortante - **Piso:** 9

DATOS GENERALES

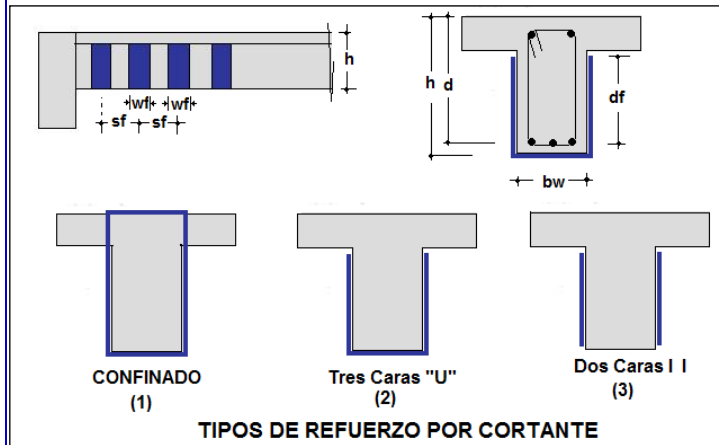
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	50	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	50	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	11.070	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	17.990	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	29.060	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	46.081	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	25,669.5 kg	φ(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	46,081.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	24,462.2 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = φ(Vc + Vs) =	42,320.9 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	13,378.7 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = φ(Vc+Vs+ψVf) =	51,987.0 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	38,705.8	
2√fc bw d =	92,310.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-06-7CD

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

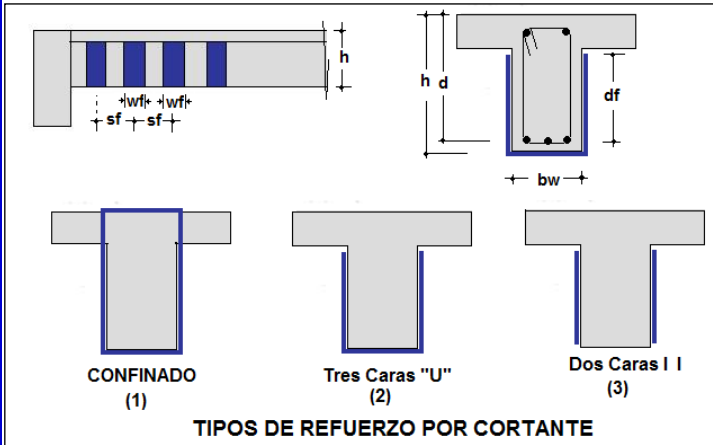
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	10.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	4.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	14.470	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	19.740	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	34.210	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	53.816	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	30,722.0 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	53,816.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	24,571.7 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	39,713.7 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	59,046.0 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	51,329.1	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4AB

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

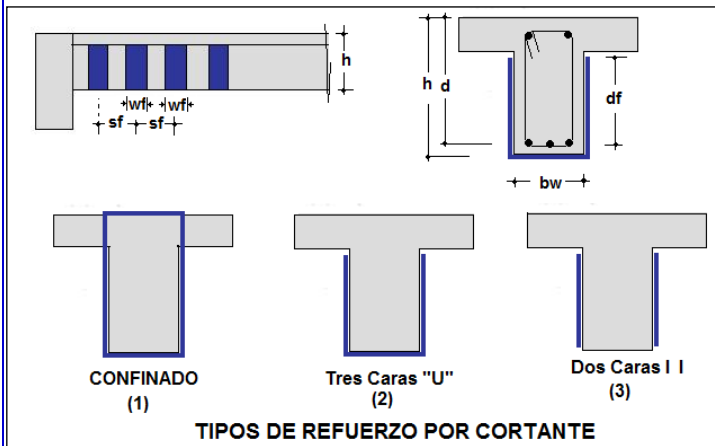
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	61.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
Afv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	12.790	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	22.680	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	35.470	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	56.462	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	31,079.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	56,462.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	32,903.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	29,199.7 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	52,787.3 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	13,378.7 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	62,453.4 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	42,578.5	
2√fc bw d =	124,162.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-02-3BC

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

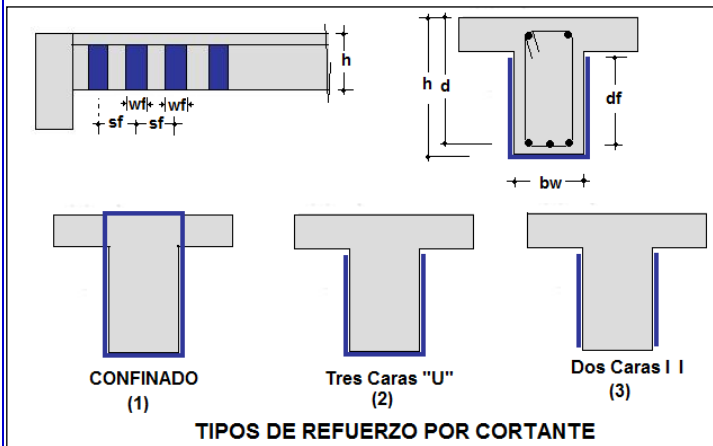
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	15,480	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	22,020	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	37,500	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	59,106	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	33,543.0 kg	ø(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	59,106.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	34,247.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ø(Vc + Vs) =	50,638.0 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	13,378.7 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ø(Vc+Vs+ψVf) =	60,304.2 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	38,705.8	
2√fc bw d =	129,234.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4BC

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

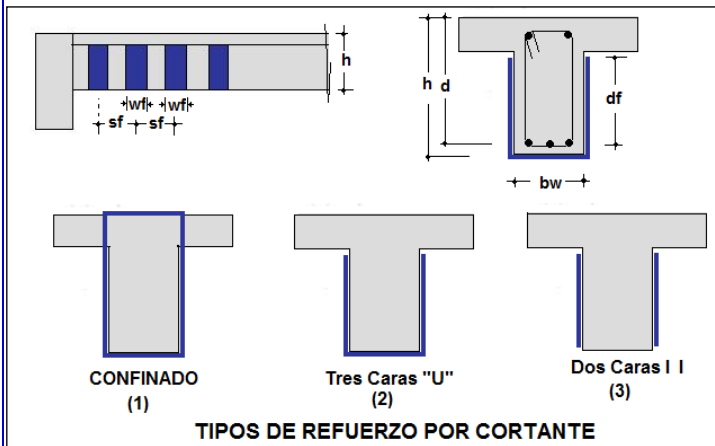
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	2		Numero de Capas de refuerzo
A fv	8.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	16.280	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	23.300	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	39.580	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	62.402	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	35,383.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	62,402.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	19,657.3 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	35,536.5 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	53,514.9 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	74,201.1 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	73,172.2	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Proyecto: CORTANTE COLUMNA MANUAL FYFE **Fecha:** 04/05/2011
Cliente: GALLEGOS ARANGO CASABONNE
Diseño: TOP CONSULT WBE **Revisó:** WBE
Viga: VT-02-3CD
Sección: 70X70
Refuerzo: Cortante - **Piso:** 9

DATOS GENERALES

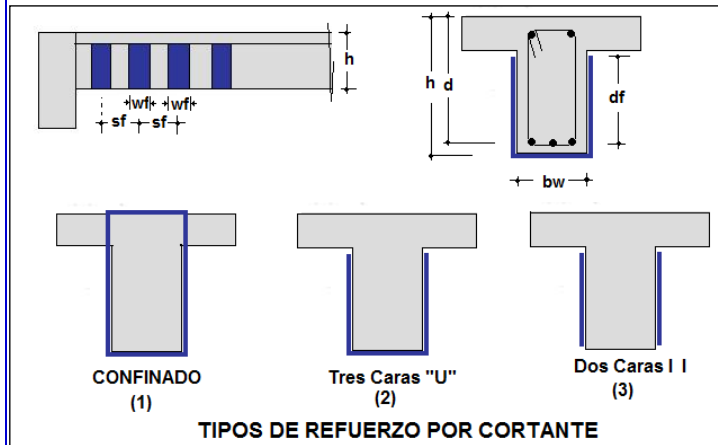
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	15.030	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	21.500	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	36.530	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	57.592	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	32,658.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	57,592.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	34,247.0 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	50,638.0 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	13,378.7 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	60,304.2 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	38,705.8	
2√fc bw d =	129,234.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4CD

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 9

DATOS GENERALES

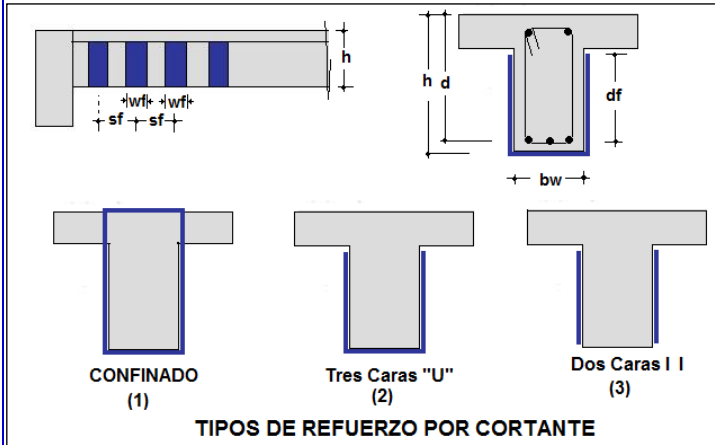
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	4.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	13.810	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	19.440	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	33.250	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	52.382	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	29,771.0 kg	φ(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	52,382.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	19,657.3 kg	
Vu = φ(Vc + Vs) =	35,536.5 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	26,757.5 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = φ(Vc+Vs+ψVf) =	54,868.8 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	46,414.8	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Proyecto: CORTANTE COLUMNA MANUAL FYFE **Fecha:** 04/05/2011
Cliente: GALLEGOS ARANGO CASABONNE
Diseño: TOP CONSULT WBE **Revisó:** WBE
Viga: VT-06A-6AB
Sección: 40X70
Refuerzo: Cortante - **Piso:** 10

DATOS GENERALES

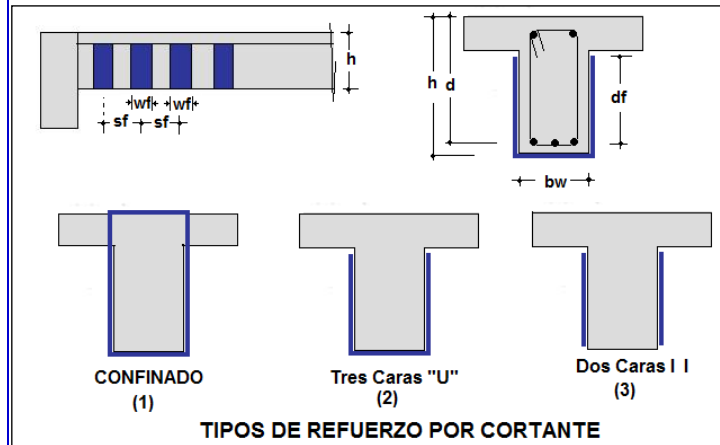
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	40	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	40	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	63.70	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	15.00	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	10.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	1		Numero de Capas de refuerzo
A fv	2.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	9.610	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	19.560	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	29.170	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	46.706	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	25,241.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	46,706.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	19,569.7 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	25,327.1 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	38,162.3 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	13,378.7 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	47,828.5 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	38,705.8	
2√fc bw d =	73,848.1	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4BC

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 10

DATOS GENERALES

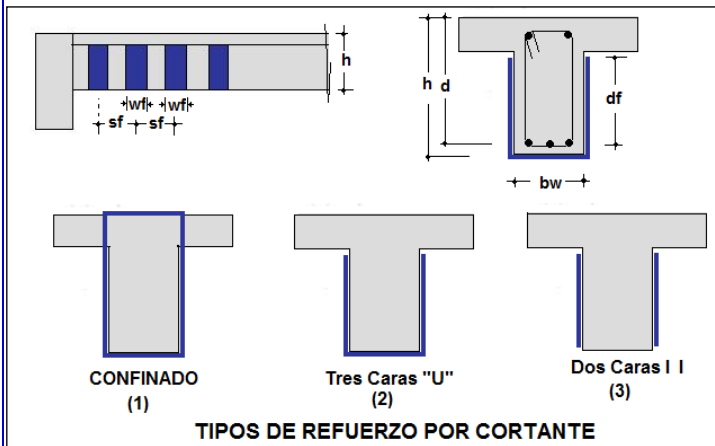
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
Wf	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
Sf	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
df	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
tf	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	2		Numero de Capas de refuerzo
Afv	8.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	15.940	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	22.430	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	38.370	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	60.447	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	34,356.5 kg	φ(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	60,447.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	19,657.3 kg	
Vu = φ(Vc + Vs) =	35,536.5 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
εfe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	53,514.9 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = φ(Vc+Vs+ψVf) =	74,201.1 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
		OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	73,172.2	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

VIGAS REFORZADAS CON FRP

Viga: VT-03-4CD

Sección: 70X70

Refuerzo: Cortante -

Piso: 10

DATOS GENERALES

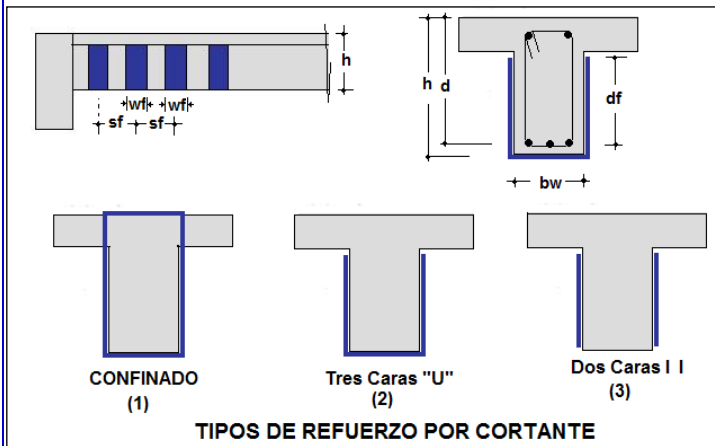
GEOMETRIA DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
bw =	70	cm	Ancho efectivo de la sección
H =	70	cm	Peralte bruto de la sección
B =	70	cm	Ancho del ala en compresión (B=bw Sec. Rectangular)
t =	0.0	cm	Espesor del ala en compresión (t=0 Sec. Rectangular)

En caso de seccion rectangular considerar: $B = bw$; $t = 0$

REFUERZO POR CORTANTE EXISTENTE DE LA SECCION

Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Av =	1.42	cm ²	Area de las Ramas de Estribos (Aestr x No. Ramas)
d =	41.20	cm	Peralte efectivo de la sección
s =	12.50	cm	Espaciamiento entre los estribos eje a eje



REFUERZO DE FRP DE LA SECCION

DATOS DEL SISTEMA: TYFO SEH-51 E GLASS			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Tipo	1		Tipo de Refuerzo (1 Cerrado) (2 U) (3 I I)
W f	20.0	cm	Ancho del Refuerzo por Cortante
S f	20	cm	Espaciamiento a ejes del Refuerzo por Corte
d f	40.0	cm	Longitud de una rama de Refuerzo FRP
t f	0.1000	cm	Espesor de la una capa de FRP Seccion compuesta
N lam	2		Numero de Capas de refuerzo
Afv	8.0000	cm ²	Area de Refuerzo de FRP : (2 Afv = N .Wf . tf)

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Concreto			
f'c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Ec	217,371	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
Acero			
fy =	4,200	Kg/cm ²	Limite de fluencia del acero
Es =	2,000,000	Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
εy =	0.0021		Deformación de fluencia del acero
Sistema de Refuerzo FRP (Fibras de Carbono)			
CE	0.95		Factor de Reducción P/exposición al medio ambiente (0.5 - 0.95)
Ef	836,170	kg/cm ²	- Módulo de Elasticidad (Ef Kg/cm ²) CE x E*
Ffu*	8,504	kg/cm ²	- Resistencia de Rotura del Sist. FRP Nominal kg/cm ²
Ffu	8,079	kg/cm ²	- Resist. última diseño : Ffu = CE Ffu*
εfu*	0.0097		- Deformación Unitaria máxima nominal FRP
εfu	0.0092		- Deformación unitaria max. de diseño : εfu = CE εfu*
Ψfrp	0.85		Factor de Reducc FRP (0.95 Envolt O) (0.85 U I I)

Propiedades de Tyfo SCH - 41 - Fyfe		
Valores de diseño Secc compuesta		
		Kg/cm ²
Ef =	82 Gpa	836,170
Ffu=	834 Mpa	8,504
εfu* = Ffu/Ef		0.0102
e lam =	1 mm	

CE	0.95
Ef*	976,892
Ffu*	10,054
εfu =	0.0103
tf =	1.0000
Ψfrp =	0.85

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD - CONCRETO (φ)				
Var.	Valor	Tipo de Comportamiento	Valores Típicos Normalizados	
			NTE-060	ACI 2009
φ =	0.90	Por Flexión y Tracción	φ = 0.90	φ = 0.90
φ =	0.70	For Compresión	φ = 0.70	φ = 0.65
φ =	0.85	Por Cortante	φ = 0.85	φ = 0.75

cambiar

CARGAS ACTUANTES			
Var.	Valor	Und	Descripción de la Variable
Vcm	14.720	Ton	Fuerza Cortante por Carga Muerta
Vcv	20.640	Tn	Fuerza Cortante por Carga Viva
Vserv	35.360	Tn	Fuerza Cortante en Servicio
Vu	55.696	Tn	Fuerza Cortante de Diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS POR CORTANTE		
(1) CARGAS ACTUANTES DE DISEÑO		
1.1 Vcm + 0.75 Vcv =	31,672.0 kg	∅(Vc + Vs) > (1.1Vcm + 0.75Vcv)
Vu (Actuante) =	55,696.0 kg	Cortante Ultimo de Diseño
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION SIN FRP		
Aporte del Concreto Vc =	22,150.4 kg	
Aporte de los Estribos Vs =	19,657.3 kg	
Vu = ∅(Vc + Vs) =	35,536.5 kg	Capacidad Resistente sin FRP
CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCION CON REFUERZO DE FRP		
∅fe =	0.00400	
f fe =	3,344.7 kg	
Vf =	53,514.9 kg	Resistencia Nominal al Cortante Aportado por FRP
Vu = ∅(Vc+Vs+∅Vf) =	74,201.1 kg	Cortante Resistente de la Sección con FRP
OK Carga Resistente Mayor que Carga Actuante		
REVISION DE LIMITES MAXIMOS DE REFUERZO		
Vs + Vf =	73,172.2	
2√fc bw d =	83,586.3	OK (Vs+Vf) < 2V(fc)bw d

Anexo 10: Hojas de cálculo para refuerzo con acero estructural

MEMORIA DE CÁLCULO			
Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES		P6-PAÑO23-BC	
1. ANALISIS ESTRUCTURAL			
	#VIGUETAS	3	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	1,100 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	3,300 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	7,150 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	7.60 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	2.75 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	4230.000 kg.m	4.23 ton.m
2. PROPIEDADES MECÁNICAS			
Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³	
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²	
3. PREDIMENSIONAMIENTO			
Factor de reduccion por flexión	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	185.77 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	14 x 82	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	
4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL			
Coefficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	36.30 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	25.70 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	2.17 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	1.30 cm	
	$h_o =$	34.13 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	155.50 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	36,711.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	6,160.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	2,016.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	15.40 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	6.30 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	211.50 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	1,793,879.63 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	7.22 cm	$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	12.9 cm		
espesor		t =	2.2 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	5.9	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	32.0 cm		
espesor		t =	1.3 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	24.6	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	825 cm		
	Lp =	311.8 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	1,322.3 cm		Sección F2-6
			<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>	
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Ok	Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb		Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	57.633 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	46.495 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	61.953 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	41.845 t.m
$M_u =$	4.230 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.101

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	2.292	cm
Deflexión de viga (ETABS)	2.09	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P6-PAÑO23-CD

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	3	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,800 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,400 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,200 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	7.60 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.00 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	4260.000 kg.m	4.26 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³	
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²	

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	187.09 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	14 x 82	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	36.30 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	25.70 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	2.17 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	1.30 cm	
	$h_o =$	34.13 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	155.50 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	36,711.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	6,160.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	2,016.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	15.40 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	6.30 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	211.50 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	1,793,879.63 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	7.22 cm	$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	12.9 cm		
espesor		t =	2.2 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	5.9	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	32.0 cm		
espesor		t =	1.3 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	24.6	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	760 cm		
	Lp =	311.8 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	1,322.3 cm		Sección F2-6
			<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>	
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Ok	Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb		Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	57.633 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	47.906 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	68.689 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	43.115 t.m
Mu =	4.260 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.099

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	2.11	cm
Deflexión de viga (ETABS)	2.10	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P6-PAÑO34-AB

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,796 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,388 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,174 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	6.99 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	2920.000 kg.m	2.92 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	128.24 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coefficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	13.40 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	1.02 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	0.64 cm	
	$h_o =$	19.98 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	3.69 cm	$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites	Y, LTB
Sección aplicable del capítulo F	F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	645 cm	
	Lp =	158.3 cm	Lp = 1.76 * r * sqrt(E/fy) Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp	No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb	Ok Usar Sección F2-3

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	Mn = Mp = fy * Z	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.742 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.595 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	4.136 t.m
Mu =	2.920 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.706

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.99	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P8-PAÑO34-AB

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,796 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,388 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,174 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	6.99 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	2930.000 kg.m	2.93 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³	
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²	

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	128.68 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	13.40 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	1.02 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	0.64 cm	
	$h_o =$	19.98 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	3.69 cm	$r_{ts} = \text{raiz} \sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}}$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limitites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites **Y, LTB**
 Sección aplicable del capítulo F **F2**

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	645 cm	
	Lp =	158.3 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$ Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp	No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb	Ok Usar Sección F2-3

7. COEFICIENTE DE FLEXION (Cb)

$C_b = 12.5 \cdot M_{max} / (2.5 M_{max} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c)$ Sección F1-6

Ma =	kg.m	Xa =	80.625 cm
Mb =	kg.m	Xb =	161.25 cm
Mc =	kg.m	Xc =	241.875 cm
Mmax =	kg.m		
Cb =	-	o	1 (conservadora)

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$ Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.742 t.m	Usar Sección F2-2
	Mn =	4.595 t.m	Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	4.136 t.m
Mu =	2.930 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.708

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.99	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P9-PAÑO34-BC

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	3,300 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	9,900 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	21,450 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	8.25 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	2850.000 kg.m	2.85 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	125.16 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coefficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1 Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	13.40 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	1.02 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	0.64 cm	
	$h_o =$	19.98 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	3.69 cm	$r_{ts} = \text{raiz} \sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}}$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites **Y, LTB**
 Sección aplicable del capítulo **F**

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	645 cm	
	Lp =	158.3 cm	Lp = 1.76 * r * sqrt(E/fy) Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp	Ok	No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr		Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb	Ok	Usar Sección F2-3

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	Mn = Mp = fy * Z	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.742 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.595 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	4.136 t.m
Mu =	2.850 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.689

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.95	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P9-PAÑO34-CD

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	3,040	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	9,120	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	19,760	kg/ml
			$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.60	m
Momento Ultimo	$M_U =$	2920.000	kg.m
			2.92 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	128.24	cm ³
			$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00	cm
Ancho de ala	$bf =$	13.40	cm
Espesor de ala	$tf =$	1.02	cm
Espesor de alma	$tw =$	0.64	cm
	$ho =$	19.98	cm
			$ho = d - tf$
Area de sección	$A =$	39.70	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64	cm ⁶
	$r_{ts} =$	3.69	cm
			$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites	Y, LTB
Sección aplicable del capítulo F	F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	645 cm	
	Lp =	158.3 cm	Lp = 1.76 * r * sqrt(E/fy) Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp	No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb	Ok Usar Sección F2-3

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	Mn = Mp = fy * Z	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.742 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.595 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	4.136 t.m
Mu =	2.920 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.706

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	1.00	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P9-PAÑO67-AB

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,860	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,580	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,590	kg/ml
			$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	5.35	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.15	m
Momento Ultimo	$M_U =$	2430.000	kg.m
			2.43 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	106.72	cm ³
			$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 18	
Modulo plástico de sección	$Z =$	279.00	cm ³

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	20.70	cm
Ancho de ala	$bf =$	13.30	cm
Espesor de ala	$tf =$	0.84	cm
Espesor de alma	$tw =$	0.58	cm
	$ho =$	19.86	cm
			$ho = d - tf$
Area de sección	$A =$	33.90	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	2,576.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	332.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	249.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.70	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.10	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	279.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	7.10	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	32,736.83	cm ⁶
	$r_{ts} =$	3.64	cm
			$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	6.7 cm		
espesor		t =	0.8 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	7.9	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	19.0 cm		
espesor		t =	0.6 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	32.8	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	535 cm		
	Lp =	153.4 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	516.1 cm		Sección F2-6
	<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>			
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr		Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb	Ok	Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	7.059 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.272 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.205 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	3.785 t.m
$M_u =$	2.430 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.642

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.49	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.66	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P9-PAÑO67-BC

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,860 kg/ml	
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,580 kg/ml	
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,590 kg/ml	$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	7.03 m	
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.15 m	
Momento Ultimo	$M_U =$	3470.000 kg.m	3.47 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850 kg/m ³	
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000 kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0 kg/cm ²	

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	152.39 cm ³	$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	14 x 82	0
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	36.30 cm	
Ancho de ala	$b_f =$	25.70 cm	
Espesor de ala	$t_f =$	2.17 cm	
Espesor de alma	$t_w =$	1.30 cm	
	$h_o =$	34.13 cm	$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	155.50 cm ²	
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	36,711.00 cm ⁴	
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	6,160.00 cm ⁴	
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	2,016.00 cm ³	
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	15.40 cm	
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	6.30 cm	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00 cm ³	
Momento de Inercia Torsional	$J =$	211.50 cm ⁴	
Modulo de Torsión	$C_w =$	1,793,879.63 cm ⁶	
	$r_{ts} =$	7.22 cm	$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	12.9 cm		
espesor		t =	2.2 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	5.9	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	32.0 cm		
espesor		t =	1.3 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	24.6	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	703 cm		
	Lp =	311.8 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	1,322.3 cm		Sección F2-6
			<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>	
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Ok	Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb		Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	57.633 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	49.143 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	75.952 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	44.228 t.m
$M_u =$	3.470 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.078

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.95	cm
Deflexión de viga (ETABS)	1.40	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P9-PAÑO67-CD

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,012	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	6,036	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	13,078	kg/ml
			$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	7.03	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	5.03	m
Momento Ultimo	$M_U =$	3470.000	kg.m
			3.47 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	152.39	cm ³
			$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1 Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00	cm
Ancho de ala	$b_f =$	13.40	cm
Espesor de ala	$t_f =$	1.02	cm
Espesor de alma	$t_w =$	0.64	cm
	$h_o =$	19.98	cm
			$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64	cm ⁶
	$r_{ts} =$	3.69	cm
			$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites	Y, LTB
Sección aplicable del capítulo F	F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	703 cm	
	Lp =	158.3 cm	Lp = 1.76 * r * sqrt(E/fy) Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp	No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb Ok	Usar Sección F2-3

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	Mn = Mp = fy * Z	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.300 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.157 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	3.741 t.m
Mu =	3.470 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.928

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.95	cm
Deflexión de viga (ETABS)	1.31	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P10-PAÑO34-BC

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	3,300	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	9,900	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	21,450	kg/ml
			$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	8.25	m
Momento Ultimo	$M_U =$	2900.000	kg.m
			2.9 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	127.36	cm ³
			$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	14 x 82	
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00	cm ³

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	36.30	cm
Ancho de ala	$b_f =$	25.70	cm
Espesor de ala	$t_f =$	2.17	cm
Espesor de alma	$t_w =$	1.30	cm
	$h_o =$	34.13	cm
			$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	155.50	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	36,711.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	6,160.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	2,016.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	15.40	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	6.30	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	2,278.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	211.50	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	1,793,879.63	cm ⁶
	$r_{ts} =$	7.22	cm
			$r_{ts} = \text{raiz} \sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}}$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	12.9 cm		
espesor		t =	2.2 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	5.9	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	32.0 cm		
espesor		t =	1.3 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	24.6	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	645 cm		
	Lp =	311.8 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	1,322.3 cm		Sección F2-6
			<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>	
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Ok	Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb		Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	57.633 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	50.401 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	85.126 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	45.361 t.m
$M_u =$	2.900 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.064

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.84	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P10-PAÑO34-CD

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	3,040	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	9,120	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	19,760	kg/ml
Longitud de vigueta metálica	$L =$	6.45	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.60	m
Momento Ultimo	$M_U =$	2970.000	kg.m
			2.97 ton.m

$$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$$

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	130.43	cm ³
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³

$$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$$

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00	cm
Ancho de ala	$b_f =$	13.40	cm
Espesor de ala	$t_f =$	1.02	cm
Espesor de alma	$t_w =$	0.64	cm
	$h_o =$	19.98	cm
			$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64	cm ⁶
	$r_{ts} =$	3.69	cm
			$r_{ts} = \text{raiz} \sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}}$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala Tipo de secc. **C**

ancho	b =	6.7 cm	
espesor	t =	1.0 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Alma Tipo de secc. **C**

ancho	h =	19.0 cm	
espesor	t =	0.6 cm	
Esbeltez	$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$
Limite de seccion compacta	$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$
Limite de seccion NO compacta	$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites **Y, LTB**
 Sección aplicable del capítulo **F**

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00	
	Lb =	645 cm	
	Lp =	158.3 cm	Lp = 1.76 * r * sqrt(E/fy) Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm	Sección F2-6

Calculo de Mn por pandeo lateral torsional

Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite
Zona 2	Lp < Lb < Lr		Usar Sección F2-2
Zona 3	Lr < Lb	Ok	Usar Sección F2-3

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	Mn = Mp = fy * Z	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	4.742 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	4.595 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ØMn)

Øb * Mn =	4.136 t.m
Mu =	2.970 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.718

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.79	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.87	cm
Verifica	Pasa	

MEMORIA DE CÁLCULO

Proyecto: EDIFICIO REDUCTO - MIRAFLORES

P10-PAÑO67-AB

1. ANALISIS ESTRUCTURAL

	#VIGUETAS	1	
Carga Muerta distribuida	$W_D =$	2,860	kg/ml
Carga Viva distribuida	$W_L =$	8,580	kg/ml
Carga Ultima distribuida	$W_U =$	18,590	kg/ml
			$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$
Longitud de vigueta metálica	$L =$	5.35	m
Ancho tributario por vigueta metálica	$B =$	7.15	m
Momento Ultimo	$M_U =$	2440.000	kg.m
			2.44 ton.m

2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Peso Especifico	$\gamma =$	7,850	kg/m ³
Modulo de Elasticidad	$E_{prom} =$	2,000,000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	2,530.0	kg/cm ²

3. PREDIMENSIONAMIENTO

Factor de reduccion por flexion	$\phi_b =$	0.90	
Modulo plástico de sección	$Z \geq$	107.16	cm ³
			$Z \geq M_u / (\phi_b \cdot f_y)$
Escoger sección de Perfil	W	8 x 21	
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³

4. PROPIEDADES GEMOETRICAS DE PERFIL

Coeficiente c	$c =$	1.00	Para secciones de dobe simetria c=1 Sección F2-8a
Peralte	$d =$	21.00	cm
Ancho de ala	$b_f =$	13.40	cm
Espesor de ala	$t_f =$	1.02	cm
Espesor de alma	$t_w =$	0.64	cm
	$h_o =$	19.98	cm
			$h_o = d - t_f$
Area de sección	$A =$	39.70	cm ²
Momento de Inercia // secc de analisis	$I_{//} =$	3,134.00	cm ⁴
Momento de Inercia \perp secc de analisis	$I_{\perp} =$	407.00	cm ⁴
Modulo Elástico de sección	$S_{//} =$	298.00	cm ³
Radio de Giro // seccion de analisis	$r_{//} =$	8.90	cm
Radio de Giro \perp seccion de analisis	$r_{\perp} =$	3.20	cm
Modulo plástico de sección	$Z =$	334.00	cm ³
Momento de Inercia Torsional	$J =$	11.70	cm ⁴
Modulo de Torsión	$C_w =$	40,618.64	cm ⁶
	$r_{ts} =$	3.69	cm
			$r_{ts} = \text{raiz}(\sqrt{(I_{\perp} \cdot C_w) / S_{//}})$

5. CLASIFICACION DEL PERFIL POR SU ESBELTEZ

Referencias del AISC360: Tabla B4.1b Elementos No Atiesados Ala Caso 10
 Tabla B4.1b (continued) Elementos Atiesados Alma Caso 15

Ala	Tipo de secc.	C			
ancho		b =	6.7 cm		
espesor		t =	1.0 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	6.6	$\lambda = b/t$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	10.7	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	28.1	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Alma	Tipo de secc.	C			
ancho		h =	19.0 cm		
espesor		t =	0.6 cm		
Esbeltez		$\lambda =$	29.6	$\lambda = h/t_w$	
Limite de seccion compacta		$\lambda_p =$	105.7	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	
Limite de seccion NO compacta		$\lambda_r =$	160.3	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	

Referencias del AISC360: Tabla F1.1

Ver la tabla de referencia para establecer los estados limites y capitulos de diseño aplicables

Estados Limites Y, LTB
 Sección aplicable del capítulo F F2

Y: Fluencia

LTB : Pandeo lateral torsional

6. REVISION DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA (Lb)

Longitud no arriestrada	#arriostres	0.00		
	Lb =	535 cm		
	Lp =	158.3 cm	$L_p = 1.76 \cdot r \cdot \sqrt{E/f_y}$	Sección F2-5
	Lr =	574.7 cm		Sección F2-6
			<u>Calculo de Mn por pandeo lateral torsional</u>	
Zona 1	Lb < Lp		No es aplicable este estado limite	
Zona 2	Lp < Lb < Lr	Ok	Usar Sección F2-2	
Zona 3	Lr < Lb		Usar Sección F2-3	

8. CALCULO DE LA CAPACIDAD NOMINAL (Mn)

Estado Limite de Fluencia (Y)	Mn =	8.450 t.m	$M_n = M_p = f_y \cdot Z$	Sección F2-1
Estado Limite de Pandeo Torsional (LTB)	Mn =	5.580 t.m		Usar Sección F2-2
	Mn =	5.757 t.m		Usar Sección F2-3

9. CAPACIDAD RESISTENTE (ϕM_n)

$\phi_b \cdot M_n =$	5.022 t.m
$M_u =$	2.440 t.m
Verifica	Ok t.m
D/C	0.486

10- VERIFICAR CUMPLIMIENTO SERVICIO (S)

Comprobación:

Deflexion Maxima permisible	1.49	cm
Deflexión de viga (ETABS)	0.65	cm
Verifica	Pasa	

Anexo 11: Análisis de precios unitarios de partidas principales de reforzamiento

Partida	Suministro y colocación de fibra TyFo SCH-41 de FyFe incluye epóxico	Duración de obra	\$ 208.94
Rendimiento	m2/día 15.5	Costo unitario directo por : m2	814.85

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.1000	0.0516	29.93	1.54
	Operario	hh	7.0000	3.6129	23.94	86.49
	Oficial	hh	4.0000	2.0645	18.89	39.00
	Ayudante	hh	1.0000	0.5161	17.08	8.82
						135.85
	Materiales					
	Tyfo SCH-41			1.05	344.54	361.77
	Resina TyFo S parte A			0.298	539.84	160.70
	Resina TyFo S parte B			0.128	652.08	83.19
	Cabosil x 1 Kg			0.101	242.88	24.49
	Guantes de Jebe			0.700	8.10	5.67
	Trapo Industrial x 1 Kg			0.300	3.50	1.05
	Waype			0.300	4.10	1.23
	Espátula de 3"			0.150	4.00	0.60
	Plancha de empastar			0.150	8.00	1.20
	Rodillo de 7"			0.222	11.00	2.44
	Thinner			0.200	13.60	2.72
	Traje Tyvek			0.700	18.50	12.95
						658.01
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5%	135.85	6.79
	Mezcladora		2	1.0323	13.75	14.19
						20.99

Partida	Suministro, Habilitación y Montaje de estructura Metálica tipo A-36	Duración de obra	\$ 1.24
Rendimiento	kg/ día 200	Costo unitario directo por : kg	12.64

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.2000	0.0080	29.93	0.24
	Operario	hh	4.0000	0.1600	23.94	3.83
	Oficial	hh	0.0000	0.0000	18.89	0.00
	Ayudante	hh	4.0000	0.1600	17.08	2.73
						6.80
	Materiales					
	Acero Estructural ASTM A36			1.00	5.00	5.00
	Planchas y conectores			0.500	1.00	0.50
						5.50
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5%	6.80	0.34
						0.34

Anexo 12: Permiso de la empresa Top Consult Ingeniería para uso de información de Edificio Reducto – Miraflores



TopConsult
Ingeniería



GRUPO
RIVERA
FEIJÓO

Carta N° 478-22-URP

Lima, 12 de octubre de 2022

Srs.

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

Presente.-

Estimados señores:

Por la presente, autorizamos al Sr. **DIEGO YAÑEZ PONCE** a fin de que pueda utilizar los datos de los planos, especificaciones técnicas y memoria de cálculo del Proyecto **“Evaluación Estructural del Edificio Reducto – Miraflores”** realizados por la empresa para la elaboración de su tesis, autorizándose su uso solo para fines académicos y de investigación.

Sin otro particular, me despido

Atentamente,

TOP CONSULT INGENIERÍA SAC
Ing° Luis Flores Tantaleán
Gerente General