ATMIRE

Title	Propuesta de reforzamiento estructural con fibra de carbono (CFRP) en viga de concreto armado de una edificación multifamiliar de 5 pisos, ubicada en San Martín de Porres, por cambio de uso
Item Type	http://purl.org/coar/resource_type/c_7a1f
Authors	Huaman Crispin, Raul;Perez Quispe, Maksumi Yulissa
Publisher	Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)
Rights	https://purl.org/coar/access_right/c_abf2
Download date	2026-11-27 22:44:56
Item License	https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/
Link to Item	https://hdl.handle.net/10757/690421

UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Propuesta de reforzamiento estructural con fibra de carbono (CFRP) en viga de concreto armado de una edificación multifamiliar de 5 pisos, ubicada en San Martín de Porres, por cambio de uso

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Huaman Crispin, Raul	0009-0002-2382-9690
Perez Quispe, Maksumi Yulissa	0009-0001-7248-9787

ASESOR(ES)

Velasquez Llatas, Francisco	0000-0002-1349-3022

Lima, 20 de junio de 2026

DEDICATORIA

A Dios, por mantenerme firme en las adversidades, por bendecirme con sabiduría y salud.

A mi mamá. Carmen Quispe, quien siempre confió en mi hasta el final de sus días. Gracias por tu valentía, por tu esfuerzo, por tu dedicación y por enseñarme a nunca rendirme. Este logro es el fruto de todo lo que sembraste en mí. Espero que estés orgullosa de mí.

A mi padre, Mauro Perez, por brindarme su apoyo en los momentos difíciles.

A mis hermanos, Junior, Mirella y Dylan, gracias por confiar en mí.

A mí misma. A la pequeña niña que soñó y no se rindió. Gracias por seguir creyendo en ti, por resistir con valentía en la tormenta y por demostrarte que eres capaz de construir el fututo que anhelas.

Maksumi Yulissa Perez Quispe

A Dios, por colmarme de oportunidades y bendecirme con salud para hacer su voluntad en cada etapa de mi vida. A Jesús, por ser la luz en mis decisiones.

A mi madre, Olga Crispín, por su amor incondicional, paciencia, fortaleza y fe en mí. Su dedicación, enseñanzas y apoyo absoluto me guiaron a descubrir mi leyenda personal y culminación de esta meta. Cultivaste en mí creer y sentir al eterno padre.

A mi padre, Raúl Huamán, por su respaldo, sabios consejos y afecto incondicional. Me enseñaste a ser un ser humano derecho e infundiste en mí el amor por la sagrada música.

A mi familia: a mis hermanos Jaqueline y Junior, a mi prima Magaly, y a mis tíos Julia, Rolando y Félix. Su incondicional apoyo en los momentos más cruciales de mi trayectoria académica representó un impulso para la culminación de este trabajo.

A Svetlana, Jaspeada y Negra, por llenar nuestro hogar de amor, alegría genuina y afecto.

A mí mismo, por la disciplina, constancia y sacrificio de hacer realidad mis sueños.

Raúl Huamán Crispín

AGRADECIMIENTOS

A mis abuelos, Victoria y Cirilo, quienes fueron segundos padres para mí, gracias por sus consejos y su amor, han sido fuente de motivación para culminar esta meta.

A mis padres y hermanos, por ser mi apoyo y por sus palabras de aliento.

A mi familia, tíos (as), primos (as), cuñado (a) y sobrinos (as), gracias por su comprensión.

A mi mejor amiga, Maryori, por siempre confiar en mi y por estar conmigo en los momentos más difíciles de mi vida, gracias por tu apoyo incondicional.

A mis amigas, Gloria, Lucero y Allison, por su apoyo, por su cariño y por su confianza. Y amigos que me apoyaron durante el transcurso de la carrera, gracias.

A Raúl, por sus palabras de apoyo y por hacer posible el cumplimiento de este trabajo.

A mis mascotas, Toby, Bonita, Chikis, Batman y Chavo, por su compañía y su amor inquebrantable.

Maksumi Yulissa Perez Quispe

A Dios, mis padres, hermanos y familia. Gracias por el apoyo incondicional.

A mis docentes: Francisco Velásquez, Javier Moreno, Ronald Villanueva, Alvaro Zúñiga y Luis Galvez, por su valiosa guía profesional y conocimientos compartidos.

A mis maestros de la música, Gustavo Cerati, John Lennon, Pato Sardelli, Guido Sardelli, George Harrison, Leo Dan, Robbie Williams, Michael Jackson, Marciano Cantero, Cristian Castro, Beto Cuevas, Santaflow, Julio Iglesias y entre otros. Me enseñaron que la sagrada música y la guitarra trascienden lo terrenal para lograr una conexión espiritual con Dios.

A Maksumi, por su disciplina y enseñarme que mañana puede ser mejor a través de la fe.

A mi amigo extraterrestre, William Santiago, por enseñarme la importancia de la musculación, el valor del conocimiento y el desarrollo personal. Su frase FIN cierra debates.

A Óscar Cueva, Cristian Pachas, Piero Pacahuala y Percy Huamaní, hermanos de vida, por su lealtad, apoyo incondicional y fortaleza en cada etapa de mi crecimiento profesional.

Raúl Huamán Crispín

RESUMEN

El presente estudio evalúa y propone el reforzamiento estructural mediante polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) en vigas de concreto armado de una edificación de uso mixto de cinco niveles ubicada en San Martín de Porres. La problemática surge debido a un cambio de uso y a una ampliación vertical ejecutada mediante autoconstrucción informal. Ello recae en el incremento de cargas gravitatorias y sísmicas, el cual superó la capacidad de diseño original, induciendo deficiencias estructurales por flexión y cortante.

La metodología incluyó la caracterización experimental del estado actual de los materiales mediante ensayos de esclerometría (ASTM C805) y una simulación en el software ETABS. En ese sentido, el diagnóstico determinó que la viga peraltada crítica IV1 (0.30 m x 0.40 m) fallaba por sobrecarga al superar su capacidad resistente según las exigencias del RNE (E.020, E.030, E.060). Ante esta deficiencia se diseñó un sistema de refuerzo externo conforme a los estándares ACI 440.2R-17 y ACI 318S-14. Este consiste en la aplicación de seis capas de CFRP para el refuerzo a flexión, junto con un sistema de refuerzo a cortante: cuatro capas en el apoyo izquierdo y tres capas en el derecho. Los resultados cuantitativos demostraron que el sistema de refuerzo permitió elevar la capacidad nominal a flexión (ΦM_n) por encima de la demanda actuante (M_u) y garantiza la resistencia frente a tensiones diagonales ($\phi V_n > V_u$). Esta intervención mitiga el riesgo de colapso derivado de la autoconstrucción, lo cual confirma la viabilidad técnica y la sostenibilidad de la propuesta.

Palabras clave**:** reforzamiento estructural; fibra de carbono (CFRP); vigas de concreto armado; cambio de uso; ampliación vertical; capacidad resistente; vulnerabilidad sísmica.

Proposal for Carbon Fiber Structural Reinforcement (CFRP) in Reinforced Concrete Beam of a 5-Story Multifamily Building, Located in San Martín de Porres, for Change of Use

ABSTRACT

This study evaluates and proposes the structural retrofitting of reinforced concrete (RC) beams using carbon fiber-reinforced polymers (CFRP) in a five-story mixed-use building located in San Martín de Porres. The structural problem arises from a change of use and a vertical expansion executed through informal self-construction. This intervention led to an increase in gravitational and seismic loads that exceeded the original design capacity, inducing structural deficiencies in both flexure and shear.

The methodology included the experimental characterization of the current state of the materials through rebound hammer testing (ASTM C805) and a structural simulation using ETABS software. In this regard, the diagnosis determined that the critical drop beam IV1 (0.30 m x 0.40 m) failed due to overloading, as it exceeded its strength capacity according to the requirements of the Peruvian National Building Regulations (RNE E.020, E.030, E.060). To address this deficiency, an externally bonded reinforcement system was designed in compliance with ACI 440.2R-17 and ACI 318S-14 standards. This system consists of the application of six CFRP layers for flexural strengthening, combined with a shear reinforcement system: four layers at the left support and three layers at the right support.

The quantitative results demonstrated that the reinforcement system successfully increased the nominal flexural capacity (ϕMn) above the acting demand (Mu) and guaranteed adequate resistance against diagonal tension ($\phi Vn > Vu$). This intervention mitigates the risk of collapse derived from informal construction, thereby confirming the technical feasibility and sustainability of the proposal.

Keywords: Structural Retrofitting; Carbon Fiber-reinforced Polymer (CFRP); Reinforced concrete beams; Change of use; Vertical Expansion; load-bearing capacity; Seismic Vulnerability.

Turnitin_60829594.pdf

INFORME DE ORIGINALIDAD

9%	10%	3%	2%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUD

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorioacademico.upc.edu.pe	Fuente de Internet
2	hdl.handle.net	Fuente de Internet
3	upc.aws.openrepository.com	Fuente de Internet
4	repositorio.usm.cl	Fuente de Internet
5	qdoc.tips	Fuente de Internet
6	repositorio.ucv.edu.pe	Fuente de Internet
7	www.biblioteca.usac.edu.gt	Fuente de Internet
8	tesis.unap.edu.pe	Fuente de Internet
9	Submitted to RMIT University	Trabajo del estudiante
10	Submitted to Universidad del Valle de Guatemala	Trabajo del estudiante
11	dspace.uii.ac.id	Fuente de Internet
12	repositorio.cuc.edu.co	Fuente de Internet
13	repositorio.uchile.cl	Fuente de Internet
14	tesis.usat.edu.pe	Fuente de Internet
15	vdocumento.com	Fuente de Internet

16	Aguilar Ampuero, José Alejandro. "Comportamiento sismorresistente de tres edificacio de concreto armado, de pórticos, dual y muros, con vigas reforzadas a flexión con CFR Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	
17	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	
18	""Reasonable Safety" of Existing Structures, Part 4: A New Hope", ACI Concrete International, 2024 Publicación	
19	repositorio.escuelaing.edu.co Fuente de Internet	
20	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	
21	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	

Excluir citas	Apagado	Exclude assignment template	Activo
Excluir bibliografía	Activo	Excluir coincidencias	< 20 words

TABLA DE CONTENIDOS

1 CAPÍTULO 1: DEFINICIÓN DEL PROYECTO 1

1.1 ANTECEDENTES 1

1.2 ANÁLISIS DEL PROBLEMA 2

1.2.1 Problemática 2

1.2.2 Características del Problema 5

1.3 ESTADO DEL ARTE 6

1.4 OBJETIVOS 8

1.4.1 General 8

1.4.2 Específicos 8

1.5 INDICADORES DE LOGRO DEL TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL 9

1.6 JUSTIFICACIÓN 10

1.7 LIMITACIONES 11

2 CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO 12

2.1 MARCO CONCEPTUAL 12

2.1.1 Reforzamiento estructural 12

2.1.2 Fibra de carbono 12

2.1.3 Elemento estructural 13

2.1.4 Cambio de uso 13

2.1.5 Análisis lineal 13

2.2 ESTÁNDARES, MARCOS DE TRABAJO Y BUENAS PRÁCTICAS 13

2.2.1 ASTM C805: Método de esclerometría para concreto 13

2.2.2 FEMA 273 14

2.2.3 ACI 318S-14 14

2.2.4 ACI 440.2R-17 14

2.3 BASES LEGALES Y MARCO NORMATIVO 15

2.3.1 Norma Técnica Peruana E.020 15

2.3.2 Norma Técnica Peruana E.030 15

2.3.3 Norma Técnica Peruana E.060 15

2.3.4 Norma Técnica Peruana E.070 15

3 CAPÍTULO 3: DESARROLLO DEL PROYECTO 16

3.1 DISEÑO DE LA SOLUCIÓN 16
3.1.1 Elección del caso de estudio 16
3.1.2 Determinación de propiedades mecánicas de los materiales 18
3.1.3 Procedimiento de la metodología de la investigación 22
3.2 DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN 25
3.2.1 Diagnóstico de la situación actual 25
3.2.2 Modelación estructural en ETABS 27
3.2.3 Análisis lineal de la edificación 29
3.2.4 Elementos estructurales críticos frente a la E.030 y E.060 34
3.2.5 Diagnóstico de la capacidad resistente a flexión de la viga crítica (IV1) 34
3.2.6 Diagnóstico de la capacidad resistente a cortante de la viga crítica (IV1) 36
3.3 VALIDACIÓN DEL PROYECTO 38
3.3.1 Validación del proceso constructivo del reforzamiento estructural con CFRP 38
3.3.2 Validación del reforzamiento estructural para vigas 39
3.4 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS 50
3.4.1 Indicador Momento resistente (ΦM_n) 50
3.4.2 Indicador Cortante resistente (ΦVn) 51
3.4.3 Índice de rigidez (H_0/T) 51
3.4.4 Derivas de entrepiso (Δ) 52
3.4.5 Análisis comparativo de resultados 53
4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 54
4.1 CONCLUSIONES 54
4.2 RECOMENDACIONES 56
5 REFERENCIAS 57
6 ANEXOS 61
6.1 ANEXO 1: PLANO DE PLANTA 61
6.2 ANEXO 2: PLANO DE ESTRUCTURAS 62
6.3 ANEXO 3: PLANO DE DETALLE 63
6.4 ANEXO 2: FICHA TÉCNICA SIKAWRAP – 300C 64
6.5 ANEXO 3: FICHA TÉCNICA SIKAWRAP – 600C 65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Indicadores de medición 9
Tabla 2 Datos generales del caso de estudio 16
Tabla 3 Aplicación de factores de penalización sobre la resistencia del concreto 20
Tabla 4 Propiedades del CFRP (SikaWrap 300C y 600C) 22
Tabla 5 Metrado de cargas (CM y CV) según la E.020 25
Tabla 6 Resultados para la capacidad resistente a flexión de la edificación 50
Tabla 7 Resultados para la capacidad resistente a cortante de la edificación 51
Tabla 8 Resultados para el índice de rigidez de la edificación en su situación actual 52
Tabla 9 Resultados para las derivas de entrepiso (Δ) de la edificación en su situación actual 52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Cantidad de estructuras dañadas según su uso y estado de daño 3
Figura 2 Porcentaje de autoconstrucción en el Perú (2025) 4
Figura 3 Diagrama del árbol de la problemática 5
Figura 4 Limitaciones de la investigación 11
Figura 5 Diagrama esfuerzo-deformación para el CFRP 12
Figura 6 Registro fotográfico de la fachada y ubicación satelital de la edificación de uso mixto 16
Figura 7 Registro fotográfico de análisis de la patología de la columna C-3 17
Figura 8 Procedimiento del ensayo de esclerometría 19
Figura 9 Datos del ensayo de esclerometría 20
Figura 10 Diagrama esfuerzo – deformación para el acero de refuerzo (fy= 4200 kgf/cm2) 21
Figura 11 Flujograma del Procedimiento de Investigación 24
Figura 12 Pesos Sísmicos por piso de la vivienda de uso mixto 26
Figura 13 Obtención de los coeficientes sísmicos de la edificación 26
Figura 14 Modelamiento de la situación actual de la edificación de uso mixto 27
Figura 15 Diagrama de momentos flectores actuantes 28
Figura 16 Diagrama de fuerzas cortantes actuantes 28
Figura 17 Distribución de la fuerza sísmica en función de la cortante basal 29
Figura 18 Obtención de irregularidades asociadas a la edificación 30
Figura 19 Análisis modal: modos y periodos de vibración 31
Figura 20 Periodos fundamentales según la dirección de análisis 31
Figura 21 Resultados de rigidez entre Hn y T 32
Figura 22 Gráfica de rigidez estructural de la correlación entre la altura (Ho) y el Periodo (T) 32
Figura 23 Obtención de derivas según la dirección de análisis 33
Figura 24 Identificación de elementos estructurales deficientes 34
Figura 25 Memoria de cálculo para el momento resistente (M_u) de la viga del pórtico Eje 3 – Eje AB 35
Figura 26 Memoria de cálculo para la cortante resistente (V_u) de la viga IVI – Parte 1 36
Figura 27 Memoria de cálculo para la cortante resistente (V_u) de la viga IVI – Parte 2 37
Figura 28 Procedimiento constructivo del reforzamiento con CFRP 38

Figura 29 Datos de entrada y obtención de propiedades mecánicas del CFRP..... 39
Figura 30 Cálculos preliminares para el reforzamiento con CFRP..... 40
Figura 31 Determinación de la deformación existente en la viga 40
Figura 32 Determinación de la deformación del sistema de reforzamiento con CFRP 41
Figura 33 Estimación de la profundidad (c) hasta el eje neutro (E.N.) de la viga 41
Figura 34 Determinación del nivel de deformación efectiva en el CFRP y el concreto de la viga 42
Figura 35 Determinación de la deformación en el acero de refuerzo existente de la viga. 42
Figura 36 Cálculo del nivel de esfuerzos en el acero y el CFRP de la viga..... 42
Figura 37 Cálculo de la fuerza resultante y comprobación del equilibrio estático en la viga 43
Figura 38 Ajuste del valor de "c" con iteraciones para alcanzar el equilibrio estático de fuerzas..... 43
Figura 39 Cálculo de los componentes resistentes a flexión y del reforzamiento con CFRP en la viga..... 44
Figura 40 Verificación de las tensiones de servicio en el acero y el CFRP a instalarse en la viga 45
Figura 41 Verificación del creep en servicio del CFPR a instalarse en la viga..... 45
Figura 42 Vista longitudinal del diseño propuesto para el refuerzo por flexión con CFRP en viga IVI..... 46
Figura 43 Vista en corte del diseño propuesto para el refuerzo por flexión con CFRP en viga IVI..... 46
Figura 44 Datos de entrada y obtención de las propiedades mecánicas del material..... 47
Figura 45 Cálculos preliminares: Nivel de deformación efectiva del refuerzo..... 47
Figura 46 Cálculo de la contribución del refuerzo de CFRP 48
Figura 47 Cálculo de la resistencia al corte de la sección con la resistencia de la fibra 48
Figura 48 Vista longitudinal del diseño propuesto para el refuerzo por corte con CFRP en viga IVI..... 49
Figura 49 Vista en corte del diseño propuesto para el refuerzo por corte con CFRP en viga IVI..... 49

1 CAPÍTULO 1: DEFINICIÓN DEL PROYECTO

1.1 Antecedentes

El empleo de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) es el resultado de décadas de investigación orientadas a mejorar las propiedades mecánicas de los materiales estructurales. Inicialmente, desarrollados en sectores como el aeroespacial y automotriz, donde la optimización de la relación resistencia–peso constituye un criterio fundamental de diseño. En el ámbito de la ingeniería civil, su incorporación se vincula con problemáticas recurrentes en estructuras existentes, como el deterioro progresivo por efectos ambientales, la corrosión del acero de refuerzo, la falta de mantenimiento y la ocurrencia de eventos extremos. Asimismo, en infraestructuras como puentes y edificaciones, el incremento de las cargas de servicio ha evidenciado limitaciones en la capacidad estructural originalmente diseñada, lo que exige la implementación de técnicas de reforzamiento eficientes y de rápida ejecución. En ese sentido, el CFRP presenta propiedades superiores a los materiales tradicionales, con resistencias a tracción que pueden superar los 3500 MPa y módulos de elasticidad del orden de 200 GPa, lo que lo convierte en un material altamente eficiente para aplicaciones de reforzamiento (Castillo, 2010).

A un nivel más específico, el uso del CFRP resulta pertinente en escenarios donde las estructuras existentes deben adaptarse a nuevas condiciones de servicio, como ocurre en los cambios de uso de edificaciones, donde se incrementan las solicitaciones estructurales. En estos casos, el CFRP permite reforzar elementos como vigas sin recurrir a intervenciones invasivas, manteniendo la funcionalidad del sistema estructural (Belmonte, 2025). Ello es reforzado por múltiples estudios, particularmente, Sheikh y Bayrak (2003) evidencian, que el uso del CFRP contribuye a mejorar la ductilidad y la capacidad resistente de elementos estructurales durante los sismos.

Alegre (2017) evaluó la eficiencia del reforzamiento de vigas de concreto armado mediante sistemas con CFRP frente al encamisado convencional. Asimismo, a través de un análisis analítico, basado en las directrices del ACI-440.2R-08 y la E.060, se evidenció que el incremento de la resistencia nominal está inversamente relacionado con la cuantía de acero preexistente, alcanzando una mejora máxima del 58.9% en secciones con bajo refuerzo longitudinal. No obstante, el estudio enfatiza que la deformación efectiva del CFRP se ve limitada por el fenómeno de delaminación o pérdida de adherencia, lo que, sumado a la naturaleza frágil del compuesto, reduce la ductilidad seccional hasta un 18.4% de su

capacidad original en ciertos casos. Estos hallazgos subrayan la importancia de considerar el límite de deformación por delaminación (ε_{fd}) para garantizar un diseño que no comprometa la capacidad de aviso ante la falla estructural.

En su investigación sobre el refuerzo de estructuras de concreto, Pimentel y Ferreira (2020) evaluaron la eficacia de los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) para incrementar la capacidad resistente en vigas con deficiencias de armadura transversal. Se demostró que la aplicación de tiras de CFRP en forma de 'U' no solo eliminó la aparición de grietas por cortante, sino que también aumentó la capacidad de carga en aproximadamente un 10%, logrando que la falla final ocurriera de manera controlada por flexión. El uso de CFRP es una alternativa técnica altamente viable frente a los métodos tradicionales de refuerzo, destacando por su alta resistencia a la corrosión, bajo peso propio y capacidad para mejorar la rigidez estructural sin alterar significativamente la sección del elemento.

1.2 Análisis del Problema

1.2.1 Problemática

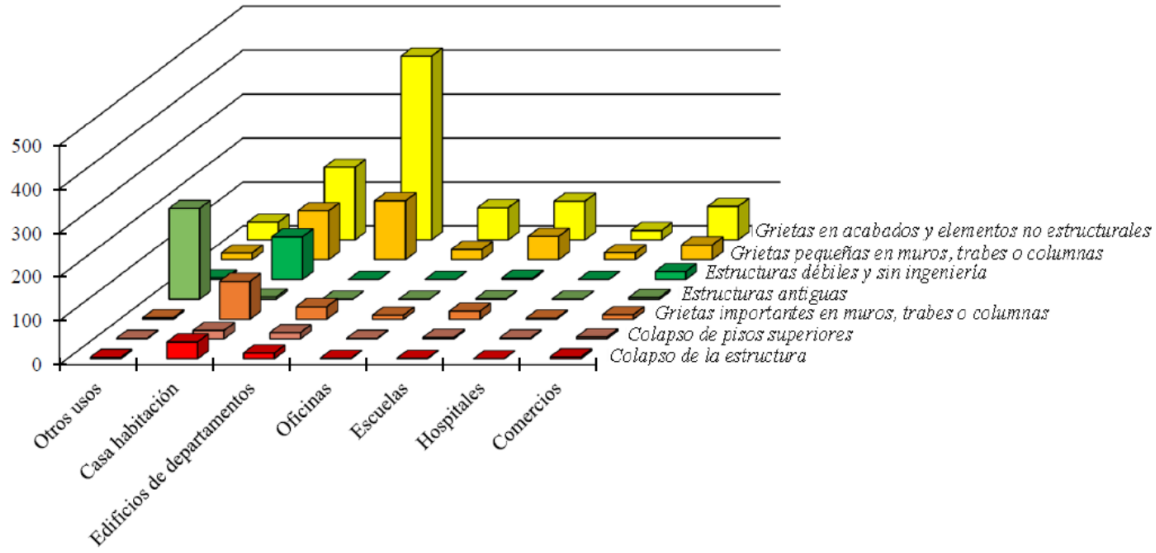
A nivel internacional, las naciones del Cinturón de Fuego del Pacífico; entre ellos Chile, Perú, México, Estados Unidos, Canadá y Japón, enfrentan una exposición estructural crítica, debido a la alta demanda sísmica y urbana (Martínez Mendoza, 2015). Por otro lado, el fenómeno de la densificación global ha consolidado una tendencia hacia el cambio de ocupación y ampliaciones, lo que deriva en un incremento sustancial de las cargas gravitatorias no previstas en los diseños originales. Actualmente, se ha confirmado que gran parte de la infraestructura opera bajo regímenes de carga que exceden su capacidad nominal. Mecánicamente, esta sobrecarga induce, en primera instancia, el fallo por flexión o cortante en las vigas de concreto armado, cuya degradación compromete la integridad de nodos y columnas. En regiones de alta sismicidad, este escenario altera la jerarquía de resistencia estructural, elevando el riesgo de colapso frágil (Robertson & Johnson, 2004).

A nivel regional, en el ámbito latinoamericano, naciones como México, Perú y Chile presentan alto peligro sísmico, debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico (Martínez, 2015). Según Crisafulli et al. (2016), en estas zonas, predominan la autoconstrucción, el envejecimiento de los inmuebles y las ampliaciones verticales informales; en consecuencia, estos constituyen factores que incrementan la fragilidad estructural y el riesgo de colapso ante sismos. Ello se refleja en la distribución de daños del sismo de México de 2017, donde predominan las fallas en edificaciones sin diseño ingenieril,

como se presenta en la Figura 1. Finalmente, este escenario se agrava por la alta predisposición al cambio de uso de uso u ocupación, impulsado por la reutilización de edificaciones existentes como estrategia de revitalización urbana. Sin embargo, esta tendencia suele ejecutarse sin evaluaciones estructurales que verifiquen las nuevas demandas de carga. Como consecuencia, se produce una degradación mecánica que afecta a los elementos estructurales horizontales y verticales, comprometiendo la resistencia global de la edificación (Escamilla & Ramírez, 2011).

Figura 1

Cantidad de estructuras dañadas según su uso y estado de daño



Nota. De " Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017", por L. Buendía Sánchez y E. Reinoso Angulo, 2019 (https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n101/0185-092X-ris-101-19.pdf).

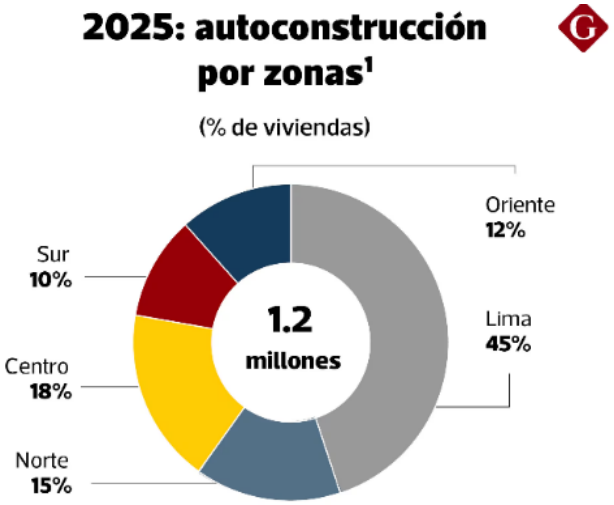
En el contexto peruano, la autoconstrucción y las ampliaciones informales representan un fenómeno estructural crítico, estimándose que aproximadamente el 70% al 80% de las viviendas en áreas urbanas han sido edificadas sin la participación de profesionales ni el cumplimiento estricto del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Esta práctica resulta en estructuras que carecen de un diseño sismorresistente adecuado, presentando deficiencias graves en la cuantía de acero y el dimensionamiento de elementos horizontales como las vigas de concreto armado (Castro y Perdomo, 2022).

La problemática se agudiza con el fenómeno de la vivienda progresiva, donde edificaciones diseñadas originalmente para una carga viva residencial de 200 kg/m^2 son sometidas a ampliaciones de niveles superiores o cambios de uso (comercio, talleres o depósitos) que

duplican las demandas de carga. Ante este escenario, las vigas existentes quedan subdimensionadas, operando con factores de seguridad nulos o presentando fallas por flexión y cortante que comprometen la estabilidad global ante un evento sísmico de gran magnitud (Olivera, 2022). Tal como se muestra en la Figura 2, existen 1.2 millones de familias realizando ampliaciones de vivienda, de las cuales el 45% se ubican en Lima. Esta tendencia a la construcción progresiva informal genera una alarma en la población, dado que Lima se encuentra en la Zona Sísmica 4 (de mayor peligro), las ampliaciones de nuevos pisos en viviendas multifamiliares sin cálculo estructural representan un riesgo de colapso inminente (Gestión, 2025).

Figura 2

Porcentaje de autoconstrucción en el Perú (2025)



Nota. De "Autoconstrucción sin freno: estas son las dos zonas en el Perú que la sostendrán", por Gestión, 2025 (https://gestion.pe/economia/autoconstruccion-estara-dinamica-en-2026-que-zonas-lo-impulsaran-noticia/?ref=gesr).

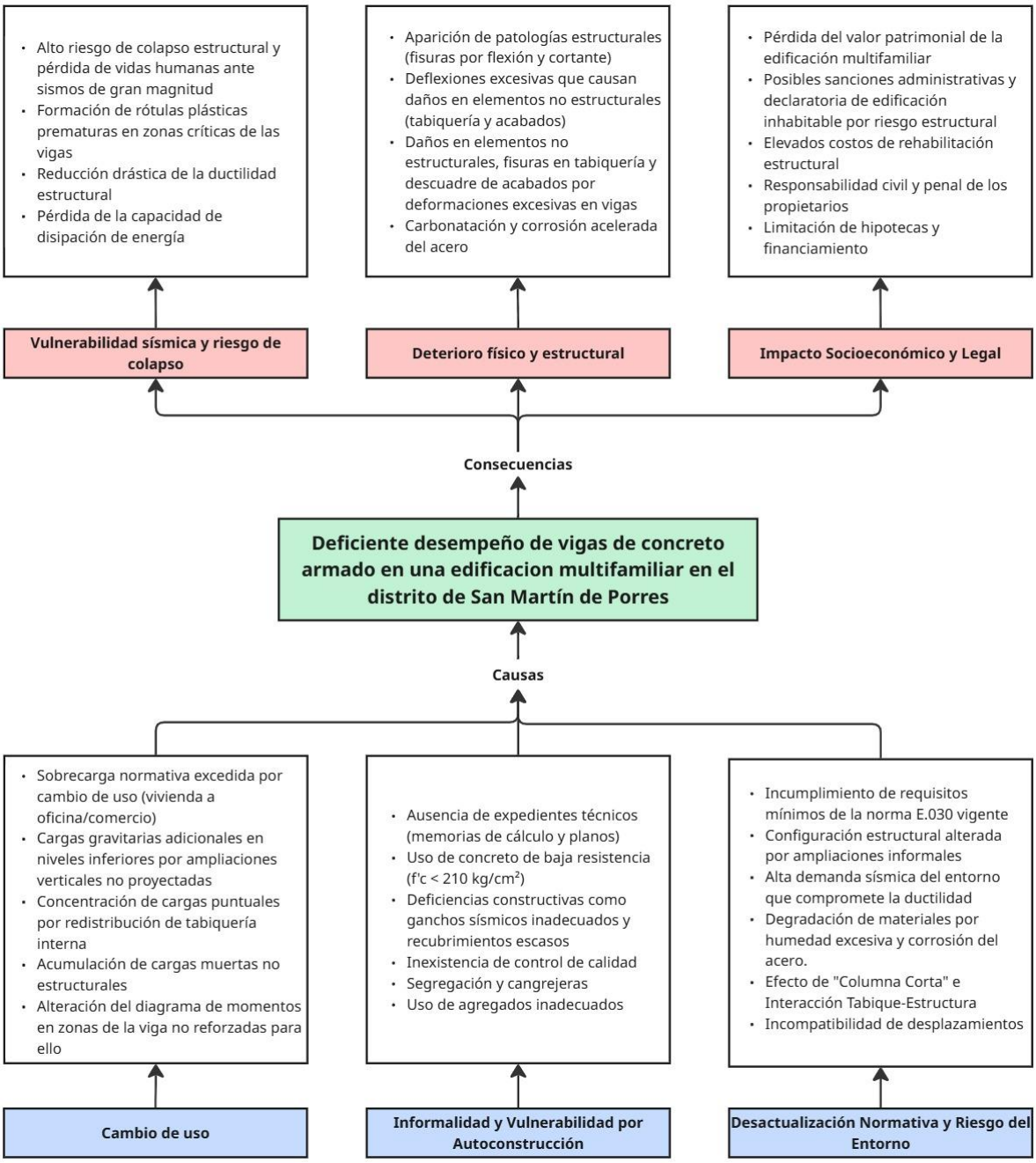
Por lo tanto, las soluciones de reforzamiento tradicionales, como el encamisado de concreto, resultan poco viables en viviendas multifamiliares debido a su naturaleza invasiva, el incremento excesivo de la masa sísmica y la reducción de la altura libre arquitectónica. Por ello, surge la necesidad de implementar soluciones de alta eficiencia como el uso del CFRP. Esta permite incrementar la capacidad nominal de las vigas sin alterar las dimensiones de la sección ni sobrecargar la cimentación, presentándose como una alternativa técnica y económicamente sostenible para mitigar la vulnerabilidad estructural de la edificación.

1.2.2 Características del Problema

Las características del problema se pueden representar mediante la herramienta Diagrama del Árbol. Este análisis visual, tal como se muestra en la Figura 3, permite identificar las causas y consecuencias de la problemática en cuestión. A partir de ello, esta queda definida de forma clara y precisa. Finalmente, esta delimitación garantiza la alineación directa de los objetivos y la metodología con la realidad del estudio.

Figura 3

Diagrama del árbol de la problemática



1.3 Estado del Arte

A continuación, se exponen diversas contribuciones académicas que articulan los desafíos vigentes y las metodologías estratégicas adoptadas para abordar la problemática en cuestión.

La vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de concreto armado existentes, cuya configuración estructural resulta deficiente ante las demandas de diseño actuales, representa un riesgo crítico para la seguridad urbana. En ese sentido, ante la necesidad de rehabilitar estructuras vulnerables sin añadir peso significativo, se busca implementar sistemas de refuerzo con polímeros de fibra de carbono (CFRP) para mejorar el desempeño dinámico. Mediante un análisis no lineal en el software SAP 2000 aplicado a un edificio de 6 niveles (G+5), se simuló el comportamiento de las secciones a través de la relación momento-curvatura y el modelado de rótulas plásticas automáticas. Los resultados determinaron que el uso de 6 capas de CFRP (espesor 0.589 mm) incrementa la ductilidad de curvatura en un 47.99% en vigas y un 38.73% en columnas, elevando el momento máximo a 129.54 kN-m y el cortante basal a 3,263.62 kN. Estos hallazgos validan la eficacia del CFRP para reducir los periodos de vibración en un 4.26% y cumplir con los niveles de desempeño sísmico requeridos (Kumar et al., 2025).

La vulnerabilidad de las infraestructuras de concreto armado frente a la degradación por corrosión del acero de refuerzo y la limitada ductilidad de las configuraciones convencionales comprometen su desempeño sísmico y su vida útil. En este contexto, se plantea el uso de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) como una alternativa para optimizar el comportamiento estructural de vigas; ergo, potenciar la disipación energética mediante un enfoque numérico multiescala implementado en el software Response-2000. Se fundamenta en la Teoría del Campo de Compresión Modificada (MCFT) para simular el comportamiento de las secciones transversales bajo estados de carga última, donde se evalúa la interacción de parámetros microestructurales (cuantía de refuerzo, f'c y confinamiento) y macroscópicos (índices de ductilidad y capacidad de carga). Los resultados demuestran que las vigas con CFRP alcanzan una relación de ductilidad de 15.33, superando en un 101.4% al concreto armado tradicional (7.61), y permiten una reducción del 74% en el área de refuerzo necesaria (176 mm^2 de CFRP frente a 665 mm^2 de acero) para una misma capacidad de carga (Maidi et al., 2025).

La reducida resistencia mecánica y la elevada deformabilidad del concreto con agregados reciclados (RAC), en comparación con el concreto convencional, limitan su aplicación

estructural y comprometen la sostenibilidad en la ingeniería civil. Ante esta limitación, se desarrolló un programa numérico y experimental sobre 45 especímenes (30 columnas RAC y 15 de concreto reforzado con fibra de basalto, BFRC) para optimizar el desempeño de estos materiales eco-eficientes mediante el confinamiento externo con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP). Se evaluó el impacto de variables como la forma de la sección transversal, la tasa de reemplazo de agregados (0%, 50% y 100%) y diversas envolturas de láminas de CFRP de 0.167 mm de espesor con una resistencia a la tracción de 3521 MPa. Los resultados muestran, que el envoltorio total de CFRP incrementa la capacidad de carga axial entre un 133.5% y 238.1%, siendo las secciones circulares las más eficientes. Estos hallazgos, validados por modelos en ABAQUS (error inferior al 10%), confirman al concreto reciclado confinado como una solución estructural viable para promover una construcción circular y resiliente (Xu et al., 2025).

Se evaluaron la eficacia del reforzamiento localizado con Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono (CFRP) como alternativa para mitigar daños por sobrecargas en estructuras de concreto armado. El estudio analizó especímenes sometidos a ensayos de flexión en tres puntos, comparando métodos de refuerzo externo con modificaciones en la disposición del acero transversal. Los resultados determinaron que la aplicación de textiles de CFRP únicamente en las zonas críticas de conexión en lugar de un confinamiento a lo largo de toda la longitud del elemento incrementó la capacidad de carga en un 36.84% y la rigidez inicial en un 72.11%. Asimismo, se observó una mejora significativa en la energía disipada acumulada, concluyendo que el uso estratégico y focalizado de la fibra de carbono es un método altamente eficiente y práctico para mejorar las propiedades mecánicas y el desempeño estructural ante incrementos de carga de servicio, validando su viabilidad técnica frente a métodos de reforzamiento convencionales (Ali y Unal, 2026).

Diversos estudios han evidenciado que las vigas de concreto reforzado presentan limitaciones estructurales asociadas a la baja capacidad de carga, propagación de grietas, fallas frágiles y deterioro por factores ambientales, lo que compromete su desempeño y vida útil. Se analiza el uso de materiales compuestos de polímero reforzado con fibra (FRP) para mejorar el comportamiento estructural de vigas de concreto reforzado, evaluando resultados experimentales y modelos de elementos finitos. Se demuestra que el FRP incrementa propiedades mecánicas como resistencia a carga, rigidez y comportamiento a la falla. En particular, investigaciones experimentales y numéricas reportan incrementos en la capacidad

de carga de hasta 83%, aumentos en la resistencia a flexión entre 75% y 112%, así como mejoras generales del orden del 50% en la resistencia estructural. Asimismo, se ha observado un incremento en la ductilidad y deformabilidad de hasta 115%, junto con una reducción en la propagación de grietas y una mejor distribución de esfuerzos, lo que permite retrasar los modos de falla y optimizar el rendimiento global de las estructuras reforzadas. Estas evidencias posicionan al FRP como una solución eficiente y cuantificablemente superior para la rehabilitación y fortalecimiento de vigas de concreto reforzado (Bin Azuwa y Bin Mat Yahaya, 2024).

1.4 Objetivos

1.4.1 General

Proponer el reforzamiento estructural con fibra de carbono (CFRP) en vigas de concreto armado de una edificación multifamiliar de 5 pisos, ubicada en San Martín de Porres, por cambio de uso.

1.4.2 Específicos

- Recopilar la información de la edificación multifamiliar existente, identificando la problemática asociada al cambio de uso y su efecto en el incremento de cargas.
- Evaluar las máximas demandas por flexión y cortante de las vigas mediante el modelamiento estructural en el software ETABS, considerando los efectos del cambio de uso frente a las exigencias de las normativas E.030 y E.060.
- Determinar la resistencia a la flexión y cortante de una viga de la estructura a partir del detalle de refuerzo, frente a las normativas E.030 y E.060, considerando su condición base.
- Diseñar el refuerzo con fibra de carbono (CFRP) para la viga deficiente identificada, bajo los lineamientos de la ACI 440.2R, con el fin de optimizar su capacidad para soportar las nuevas cargas de flexión y cortante.
- Validar el desempeño estructural de la viga reforzada mediante un análisis comparativo de la capacidad resistente a flexión y cortante, verificando el cumplimiento de los criterios de las normativas E.030 y el ACI 440.2R.

1.5 Indicadores de logro del Trabajo de Suficiencia Profesional

La evaluación del éxito de la presente propuesta de reforzamiento se fundamenta en la cuantificación de la respuesta estructural ante las nuevas demandas de carga por cambio de uso y ampliación vertical. En ese sentido, los indicadores son una forma de medir cualquier problemática a plantearse, ya sea de manera cualitativa y cuantitativa, ya que permite conocer el grado de cumplimiento de los objetivos previamente establecidos. Para ello, en base a las normativas internacionales e internacionales: E.060, E.030, E.070, ACI 318S-14, 440.2R-17ACI y FEMA 273, se han definido 4 indicadores técnicos, que permitirán contrastar el desempeño de la edificación en su estado deficiente frente a su condición reforzada con CFRP. A continuación, mediante la Tabla 1, se proceden a detallarlos para validar la eficacia de la solución planteada:

Tabla 1

Indicadores de medición

Indicador	Tipo de indicador	Unidad de Medida	Descripción	Rango	Meta
Momento resistente (ΦM_n)	Cuantitativo	kN-m	Máxima capacidad de flexión nominal soportada por la sección compuesta de la viga.	Variable kN-m	$\Phi M_n > M_u$ (Fuente: 440.2R-17)
Cortante resistente (V_n)	Cuantitativo	kN	Máxima capacidad de cortante nominal, frente a tensiones diagonales, soportada por la sección compuesta de la viga.	Variable kN	$\Phi V_n > V_u$ (Fuente: 440.2R-17)
Índice de rigidez (H_0/T)	Cuantitativo	m/s	Evalúa la capacidad de oposición de la estructura frente a las deformaciones laterales causadas por cargas sísmicas.	30 a 165 m/s	40<x<70 (Fuente: Guendelman)
Derivas de entrepiso (Δ)	Cuantitativo	Adimensional	Desplazamiento lateral relativo entre dos niveles contiguos respecto a la altura.	0.000 a 0.005	x < 0.005 (Fuente: E.30)

1.6 Justificación

La justificación de esta investigación es de carácter crítico, debido a la alta vulnerabilidad de las edificaciones multifamiliares en San Martín de Porres, ubicadas en la zona de mayor peligro sísmico del país (Zona 4). Asimismo, en este distrito, las ampliaciones verticales informales alteran el uso original de las edificaciones con fines económicos, prescindiendo del diseño de ingeniería y omitiendo el impacto estructural (Gestión, 2025). En ese sentido, la importancia del estudio radica en que estos cambios de uso incrementan significativamente las cargas de diseño. Ello genera un déficit en la capacidad resistente por cortante y flexión en las vigas de concreto armado, comprometiendo la seguridad estructural.

Metodológicamente, el valor de la propuesta reside en la modelación tridimensional en el software ETABS, según la E.030 y E.060, para simular la respuesta estructural frente a las nuevas solicitaciones. Por consiguiente, si resultase necesario restituir y optimizar el desempeño de los elementos afectados, como vigas, el reforzamiento con CFRP es una opción viable. Esta tecnología cubrirá el déficit de capacidad portante frente a las nuevas condiciones de demanda, cumpliendo los lineamientos del ACI 440.2R-17.

La implementación de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), como refuerzo externo, es una solución técnica efectiva para compensar el incremento de cargas por cambio de uso en edificaciones existentes. Según Zainurrahman et al. (2020), la aplicación de láminas de CFRP en elementos de concreto aumenta la resistencia a la flexión en un 44%, respecto al estado sin reforzar, alcanzando un ratio de mejora del 143%. Esta mejora mecánica resulta viable, ya que el CFRP actúa como un refuerzo externo que mejora la ductilidad y prevenir la falla frágil del concreto, ante las mayores demandas de carga. Asimismo, el uso de adhesivos de resina epóxica garantiza una adherencia óptima para el trabajo integral del compuesto con la estructura original.

La validación de esta técnica se sustenta en modelos avanzados de predicción precisa para el incremento de capacidad, respaldando la confiabilidad del CFRP como sistema de reforzamiento (Sabetifar et al., 2025). Por otro lado, las investigaciones recientes de Kumar & Ghosh (2025) demuestran que el uso de 6 capas de CFRP puede elevar la ductilidad de curvatura hasta en un 47.99% y la capacidad de momento máximo en un 7.64%. Finalmente, estos hallazgos validan el empleo del CFRP como una solución de alta precisión para mitigar la fragilidad estructural y garantizar la resiliencia en infraestructuras ampliadas de manera informal.

1.7 Limitaciones

Para el desarrollo de la presente investigación, se han identificado diversos factores técnicos, metodológicos y normativos que delimitan el alcance del estudio. Estas restricciones permiten establecer un marco claro sobre las condiciones del trabajo de estudio. En la Figura 4, se presenta, de manera estructurada, la síntesis de estas limitaciones con el fin de transparentar los criterios adoptados en el análisis.

Figura 4

Limitaciones de la investigación



2 CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco Conceptual

2.1.1 Reforzamiento estructural

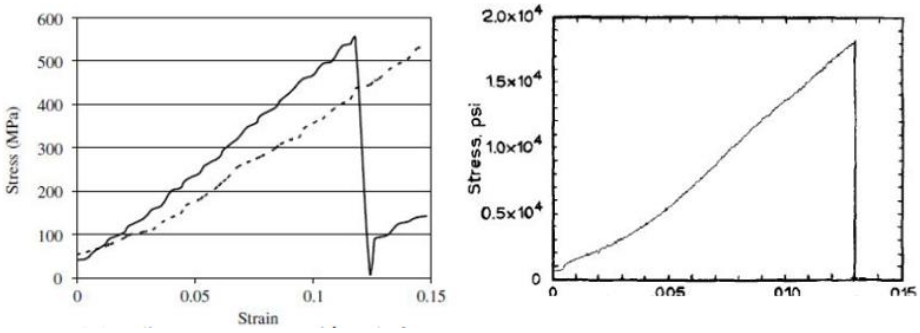
El reforzamiento de estructuras comprende las acciones técnicas destinadas a optimizar o recuperar la capacidad de carga de un sistema resistente. Este tipo de intervención mitiga las vulnerabilidades existentes frente a los estados límite de seguridad o funcionalidad. Por ello, estas medidas responden a procesos de degradación material, errores en la etapa de diseño o la necesidad de adecuar la infraestructura a algún cambio de uso. En ese sentido, la ingeniería contemporánea prioriza metodologías de baja intrusión que aseguren la estabilidad de los componentes sin alterar la configuración arquitectónica preexistente (Durán, 2008).

2.1.2 Fibra de carbono

Los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) son materiales compuestos constituidos por filamentos de alta tenacidad embebidos en una matriz polimérica aglutinante. En la ingeniería estructural, destacan por su excepcional ratio resistencia-peso y su inmunidad a la corrosión en entornos agresivos. Asimismo, su comportamiento mecánico evidencia una relación esfuerzo-deformación elástica lineal hasta la rotura, tal como se ilustra en la Figura 5. Su resistencia a la tracción varía entre 2500 y 5000 MPa, superando hasta en diez veces al acero grado 60 convencional. Además, su módulo de elasticidad fluctúa entre 165 GPa y 300 GPa para permitir una optimización de la rigidez según las exigencias del diseño. Sin embargo, un uso excesivo o mal calculado restringe la ductilidad del elemento estructural reforzado (Belmonte, 2025).

Figura 5

Diagrama esfuerzo-deformación para el CFRP



Nota. De “Nuevos materiales en estructuras de la edificación”, por Belmonte, 2025 (https://upcommons.upc.edu/server/api/core/bitstreams/43fefe3e-458d-4c0b-8b2ae5af023f9202/content).

2.1.3 Elemento estructural

Se designa como elemento estructural a cada componente individual, como vigas, columnas o losas, cuya función es transferir las cargas desde sus puntos de aplicación hacia la cimentación. Cada unidad soporta esfuerzos axiales, cortantes, flexión y torsión. En el caso de las vigas, su función radica en resistir cargas transversales a su eje longitudinal y las conducen hacia columnas o muros mediante flexión y cortante (Sánchez & Vargas, 2018). Por ello, la normativa E.060 exige un diseño con comportamiento dúctil.

2.1.4 Cambio de uso

Se define como el proceso técnico y administrativo mediante el cual se modifica la función original para el que fue proyectada y construida una edificación, alterando las cargas de servicio y las demandas funcionales previstas en su diseño inicial. Esta variación implica frecuentemente un incremento en las sobrecargas de diseño (cargas vivas) y una redistribución de los esfuerzos actuantes, lo que exige una evaluación de la vulnerabilidad sísmica y de la capacidad portante de los elementos estructurales existentes para garantizar que la estructura sea capaz de soportar las nuevas condiciones de operación de manera segura y según la normativa vigente (Álvarez, 2025).

2.1.5 Análisis lineal

El análisis lineal se basa en el principio de superposición y en la hipótesis de que la estructura se comporta de manera elástica y bajo pequeñas deformaciones. En este enfoque, se asume que los materiales obedecen la Ley de Hooke, manteniendo una proporcionalidad constante entre el esfuerzo y la deformación a través del módulo de elasticidad (E). Bajo este esquema, la rigidez de la estructura se considera constante, lo que simplifica el cálculo de los desplazamientos y las fuerzas internas ante diversas combinaciones de carga (Skyciv, 2021).

2.2 Estándares, Marcos de Trabajo y buenas prácticas

2.2.1 ASTM C805: Método de esclerometría para concreto

La norma ASTM C0805 estandariza el método de ensayo para la determinación del número de rebote del concreto endurecido, conocido comúnmente como ensayo de esclerometría o martillo de Schmidt. Este ensayo de carácter no destructivo evalúa la dureza superficial del concreto mediante el impacto de un émbolo impulsado por un resorte calibrado, el cual rebota tras golpear la superficie bajo prueba. El índice de rebote obtenido proporciona una estimación cualitativa de la uniformidad del concreto en la estructura y permite correlacionar de manera indirecta su resistencia a la compresión (f'c) (ASTM, 2025).

2.2.2 FEMA 273

La normativa internacional FEMA 273 (Pautas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios) establece los lineamientos de evaluación, uso y diseño para la intervención y reforzamiento estructural de edificaciones existentes. En ese sentido, su aplicación resulta obligatoria ante escenarios de cambio de ocupación o ampliaciones verticales. Por ende, su metodología se fundamenta en la ingeniería basada en el desempeño. Esta considera factores de conocimiento y coeficientes de reducción para castigar la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), debido a la incertidumbre y variabilidad de los materiales preexistentes. Finalmente, se centra en diagnosticar y mejorar la capacidad de respuesta de los elementos componentes y del sistema global ante solicitaciones sísmicas extremas, asegurando una adecuada rigidez lateral y mitigando los modos de falla frágil dentro de los niveles de seguridad estructural exigidos (FEMA, 1997).

2.2.3 ACI 318S-14

La guía ACI 318S-14 (Building Code Requirements for Structural Concrete) proporciona los lineamientos para el diseño y construcción de estructuras de concreto armado, estableciendo requisitos mínimos de seguridad y durabilidad. Este reglamento opera bajo el enfoque de estados límite mediante coeficientes de mayoración de cargas y reducción de resistencia para acotar la probabilidad de falla. Su aplicación asegura la capacidad nominal de los elementos estructurales ante solicitaciones de flexión, cortante y carga axial, garantizando la ductilidad requerida. En el caso de vigas, regula la integridad del elemento ante demandas flexionales para evitar fallas frágiles por compresión (ACI, 2014).

2.2.4 ACI 440.2R-17

La guía técnica internacional ACI 440.2R-17 (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures) establece los lineamientos de uso y diseño para sistemas de polímeros reforzados con fibras (FRP) adheridos externamente en estructuras de concreto, aplicándose principalmente a fibras de carbono (CFRP) y vidrio (GFRP). Su metodología se fundamenta en los estados límites, considerando factores de reducción ambientales y de seguridad. Se centra en mejorar la capacidad nominal de los elementos ante esfuerzos de flexión, cortante y confinamiento, asegurando la compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el refuerzo (ACI, 2017).

2.3 Bases Legales y Marco Normativo

2.3.1 Norma Técnica Peruana E.020

La E.020 “Cargas” establece los pesos unitarios, así como las cargas vivas, muertas y los efectos ambientales (viento o nieve), las cuales deben considerarse en el análisis y diseño estructural. Su aplicación es determinante para la modelación matemática de cualquier edificación, ya que garantiza que la resistencia de los elementos estructurales sea calculada en función de las condiciones reales de uso y ocupación, asegurando la estabilidad y la integridad física de la construcción frente a las sobrecargas previstas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

2.3.2 Norma Técnica Peruana E.030

La E.030 “Diseño Sismoresistente” establece las condiciones mínimas de seguridad para el diseño y construcción de edificaciones en el territorio peruano, con el objetivo de evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños materiales ante eventos sísmicos. Esta norma clasifica al país en cuatro zonas sísmicas y define parámetros de diseño basados en la zonificación, el tipo de suelo, la categoría de la edificación y el sistema estructural adoptado (MVCS, 2026).

2.3.3 Norma Técnica Peruana E.060

La E.060 “Concreto armado” establece los requisitos y procedimientos mínimos para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de estructuras de concreto armado. Su objetivo principal es garantizar que los elementos estructurales posean una resistencia adecuada (capacidad de carga) y una ductilidad suficiente para absorber y disipar energía, cumpliendo con los estados límites de servicio y de resistencia bajo diversas condiciones de carga, incluidas las solicitaciones sísmicas (MVCS, 2009).

2.3.4 Norma Técnica Peruana E.070

La E.070 “Albañilería” establece las exigencias mínimas para el análisis, los materiales, el control de calidad, el diseño y la construcción de edificaciones estructuradas por muros portantes y confinados. Su finalidad es garantizar la rigidez, continuidad estructural y la capacidad de la mampostería. Dichos muros se encargan de absorber las cargas de gravedad y las solicitaciones sísmicas globales. Finalmente, estandariza los procesos constructivos, asegurando la estabilidad, el control de las deformaciones laterales y la integridad física de la construcción frente a los sismos previstos (MVCS, 2020).

3 CAPÍTULO 3: DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Diseño de la Solución

3.1.1 Elección del caso de estudio

La presente investigación selecciona como caso de estudio a una edificación multifamiliar de uso mixto (vivienda y comercio), ubicada en el Jr. Pedregal, San Martín de Porres, la cual se ilustra en la Figura 6. Este inmueble posee condiciones críticas para justificar un reforzamiento con CFRP, ya que el diseño original fue contemplado para tres niveles. No obstante, se realizó una ampliación informal de dos pisos adicionales, elevando la estructura a cinco niveles, cuyas características generales se muestran en la Tabla 2. Esta condición genera una sobrecarga estructural con la consecuente disminución de la capacidad nominal en vigas y columnas.

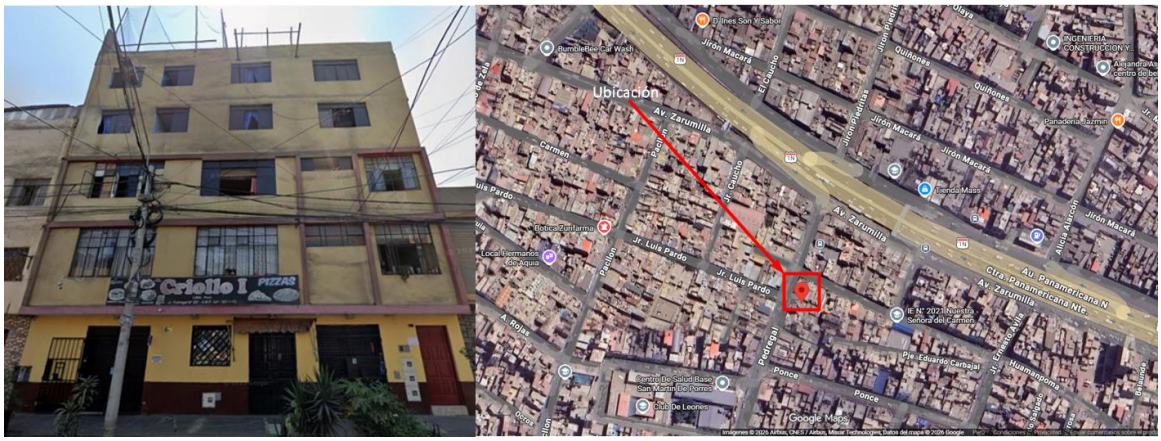
Tabla 2

Datos generales del caso de estudio

Ítem	Descripción
Nombre / Propietario	Rosario Ocrospoma Caballero
RUC	10085089302 (Persona natural con negocio)
Uso	Edificación multifamiliar de ocupación mixta
Ubicación	Jr. Pedregal 207-215, San Martín de Porres
Contexto	La edificación original constaba de tres niveles. Posteriormente, la estructura fue sujeta a una ampliación vertical informal (autoconstrucción) de dos pisos, por lo cual requiere un estudio técnico especializado para validar su desempeño estructural.

Figura 6

Registro fotográfico de la fachada y ubicación satelital de la edificación de uso mixto



Las condiciones de vulnerabilidad del predio quedan en evidencia al analizar la patología severa de la columna C-3 (primer nivel), ilustrada en la Figura 7. En dicho elemento, el cambio de uso y el incremento de la carga muerta, producto de una ampliación informal de dos niveles, desencadenó una falla por compresión axial crítica. Esta presenta una fisura vertical central de 30 a 40 cm de longitud y una apertura de 4 a 5 mm. Asimismo, la exploración física, mediante picado, reveló deficiencias constructivas críticas: un recubrimiento excesivo de entre 7 y 10 cm, la reducción del núcleo resistente a una sección efectiva de apenas 25x25 cm y un espaciamiento de estribos superior a 25 cm. Esta última condición incumple los criterios normativos de diseño sismorresistente (E.030) y de concreto armado (E.060). Ante la falta de estribos normativos a un máximo de 10 o 15 cm en los extremos, el acero longitudinal quedó expuesto al pandeo, fracturando el concreto exterior por el Efecto Poisson (expansión lateral ante carga vertical excesiva). Bajo estas circunstancias, el estado de colapso potencial de la columna C-3 induce a una evaluación integral de todo el sistema sismorresistente de la edificación. Por tanto, el enfoque priorizará el análisis de alguna viga adyacente al mencionado elemento vertical para mitigar la severa reducción sufrida en sus respectivas capacidades nominales de corte y flexión.

Figura 7

Registro fotográfico de análisis de la patología de la columna C-3



3.1.2 Determinación de propiedades mecánicas de los materiales

Con el propósito de establecer las bases del cálculo para las evaluaciones a flexión y cortante, se precisarán las características mecánicas del concreto, el acero y el CFRP. En ese sentido, se definen los parámetros de diseño del concreto armado mediante la resistencia a la compresión (f'_c) y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y). Posteriormente, se determinan las propiedades mecánicas del material compuesto a partir de sus especificaciones técnicas del proveedor y los factores de reducción ambiental correspondientes.

3.1.2.1 Concreto

El concreto es un material estructural heterogéneo caracterizado por su elevada resistencia a la compresión (f'_c), pero cuyo comportamiento real puede diferir de los valores teóricos, debido a los factores de ejecución, edad o degradación (Construyendo Seguro, 2026). Con el propósito de determinar la resistencia a la compresión actual de la viga analizada sin comprometer su integridad, se recurrió al ensayo no destructivo de esclerometría (medición del índice del rebote) conforme a los lineamientos normativos correspondientes de la ASTM C805 y la NTP 339.181.

- **Procedimiento del Ensayo de Esclerometría**

El procedimiento, esquematizado mediante la Figura 8, se ejecutó siguiendo los lineamientos técnicos de la ASTM C805 “Método de Ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría)”. En primer lugar, se identificaron y prepararon las estaciones de ensayo en las caras laterales de las vigas y columnas principales. Posteriormente, se procederá al pulido de la superficie con el fin de eliminar la capa de concreto carbonatado y cualquier irregularidad geométrica que pudiera sesgar los resultados. Sobre la zona, se trazó una cuadrícula de ensayo donde se realizarán al menos 10 disparos con el esclerómetro (martillo Schmidt), manteniendo el instrumento en una posición estrictamente perpendicular a la cara de la viga o columna. Los índices de rebote obtenidos fueron registrados y promediados, descartando aquellas lecturas anómalas según los criterios de dispersión de la norma, para luego ser convertidos a unidades de presión mediante las curvas de calibración del equipo, ajustadas según el ángulo de inclinación del impacto durante la medición (ASTM, 2025).

Figura 8

Procedimiento del ensayo de esclerometría



- **Resultados del ensayo**

A continuación, se presentan los resultados detallados del ensayo de esclerometría realizados in situ para los dos primeros niveles de la edificación multifamiliar. Como se observa en la Figura 9, la evaluación se estructuró mediante la identificación y codificación de elementos críticos (columnas y vigas principales), las cuales fueron mapeados estratégicamente en los planos estructurales de cada piso para garantizar una representación fidedigna de la rigidez de la estructura. Para cada elemento seleccionado, se registró una matriz de índices de rebote que permitieron calcular el promedio y la resistencia estimada (f'c). En ese sentido, para el primer nivel las columnas registraron una capacidad estimada de 311 kg/cm^2, mientras que las vigas principales alcanzaron una resistencia promedio de 272 kg/cm^2. Por su parte, en el segundo nivel se evidenció la disminución de la capacidad portante, obteniéndose una resistencia de viga de 253 kg/cm^2.

Figura 9

Datos del ensayo de esclerometría



- **Factores de reducción**

Los valores de resistencia a la compresión (f'c) obtenidos mediante el ensayo de esclerometría no se introducen directamente al modelo computacional (ETABS) sin antes ser corregidos por factores que mitiguen el riesgo estructural. En ese sentido, se establecieron dos coeficientes de penalización esenciales. El primero corresponde al factor de conocimiento (κ) recomendado por la metodología FEMA 273 con un valor de 0.75, cuyo propósito es absorber las incertidumbres del levantamiento y la homogeneidad del concreto. El segundo es un factor de corrosión equivalente a 0.9755, orientado a proyectar la pérdida de capacidad del sustrato ante agentes degradantes del entorno (Ospino y Martínez, 2021). En la Tabla 3, se detalla los elementos analizados junto con los coeficientes analíticos.

Tabla 3

Aplicación de factores de penalización sobre la resistencia del concreto

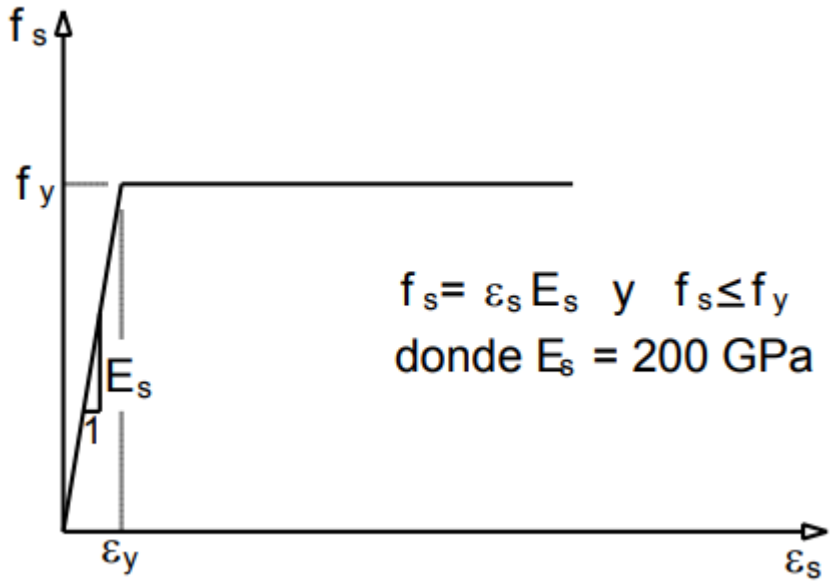
Nivel	Elemento	Resistencia a la Compresión (f'c)	Factores de reducción	Resistencia efectiva (f'c)
Piso 1	Columna	311 kg/cm^2	κ=0.75 Factor de corrosión = 0.9755	227 kg/cm^2
	Viga	272 kg/cm^2		199 kg/cm^2
Piso 2	Viga	253 kg/cm^2		185 kg/cm^2

3.1.2.2 Acero de refuerzo

Con el propósito de evaluar la capacidad nominal y los mecanismos de falla del elemento estructural, es indispensable definir las propiedades mecánicas de las armaduras de acero integradas a la viga. Según Aceros Crea (2025), este material se caracteriza por aportar la ductilidad necesaria al sistema, permitiendo que la estructura experimente deformaciones plásticas perceptibles antes del colapso. De acuerdo con la Figura 10, bajo los criterios normativos de diseño, el comportamiento del acero corrugado se modela a partir de su límite elástico (*fy*=4200 kgf/cm^2), variable que interactúa en los diagramas de flexión y cortante.

Figura 10

Diagrama esfuerzo – deformación para el acero de refuerzo (fy= 4200 kgf/cm2)



Nota. Adaptado de "Método de la deformación unitaria para diseño de vigas rectangulares doblemente reforzadas", por Prieto, 2015, Revista Facultad de Ingeniería, 24(40), p. 34 (http://www.scielo.org.co/pdf/rfing/v24n40/v24n40a04.pdf)

3.1.2.3 Polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP)

Para garantizar la efectividad del sistema de reforzamiento y asegurar una adecuada transferencia de cargas entre el sustrato de concreto y el material compuesto, es indispensable caracterizar con precisión su comportamiento bajo solicitaciones mecánicas. Por tanto, según SIKA (2026) el CFRP tiene las siguientes propiedades mecánicas, especificadas en la Tabla 4, sacado en base a la ficha técnica de SIKA.

Tabla 4

Propiedades del CFRP (SikaWrap 300C y 600C)

Propiedades del FRP		
Tipo	SikaWrap – 300C	SikaWrap - 600C
Espesor de FRP por capa	tf= 0.166 mm	tf= 1 mm
Esfuerzo de tensión última de FRP	f_{fu} = 3,100.00 N/mm^2	f_{fu} = 960.00 N/mm^2
Deformación de ruptura	εfu= 0.015 mm/mm	εfu= 0.0133 mm/mm
Módulo de Elasticidad de la lámina de FRP	Ef= 310,000.00 N/mm^2	Ef= 73,000.00 N/mm^2

Nota. Datos obtenidos de la ficha técnica de cada material.

3.1.3 Procedimiento de la metodología de la investigación

El flujograma, ilustrado en la Figura 11, estructura de manera sistemática y secuencial la metodología de la investigación. En ese sentido, establece una hoja de ruta, la cual comprende tres fases diferenciadas: la caracterización experimental, la simulación numérica y el dimensionamiento normativo. Por consiguiente, el procedimiento se desarrolla, por fases, a continuación.

- **Fase I: Diagnóstico de la problemática y data**

Esta fase tiene como objetivo identificar y analizar las deficiencias estructurales asociadas al cambio de uso en edificaciones multifamiliares existentes. Para ello, se inicia con la recolección de datos relevantes, que incluyen planos estructurales, características de la edificación en su condición base y fichas técnicas de materiales asociados. Posteriormente, se realiza una revisión exhaustiva de la literatura científica en bases de datos indexadas, con el fin de contextualizar la problemática a nivel global, regional y local. A partir de esta información, se procede a evaluar el cambio de uso de la edificación, determinando las nuevas condiciones de carga y su impacto en los elementos estructurales.

- **Fase II: Aplicación del software ETABS**

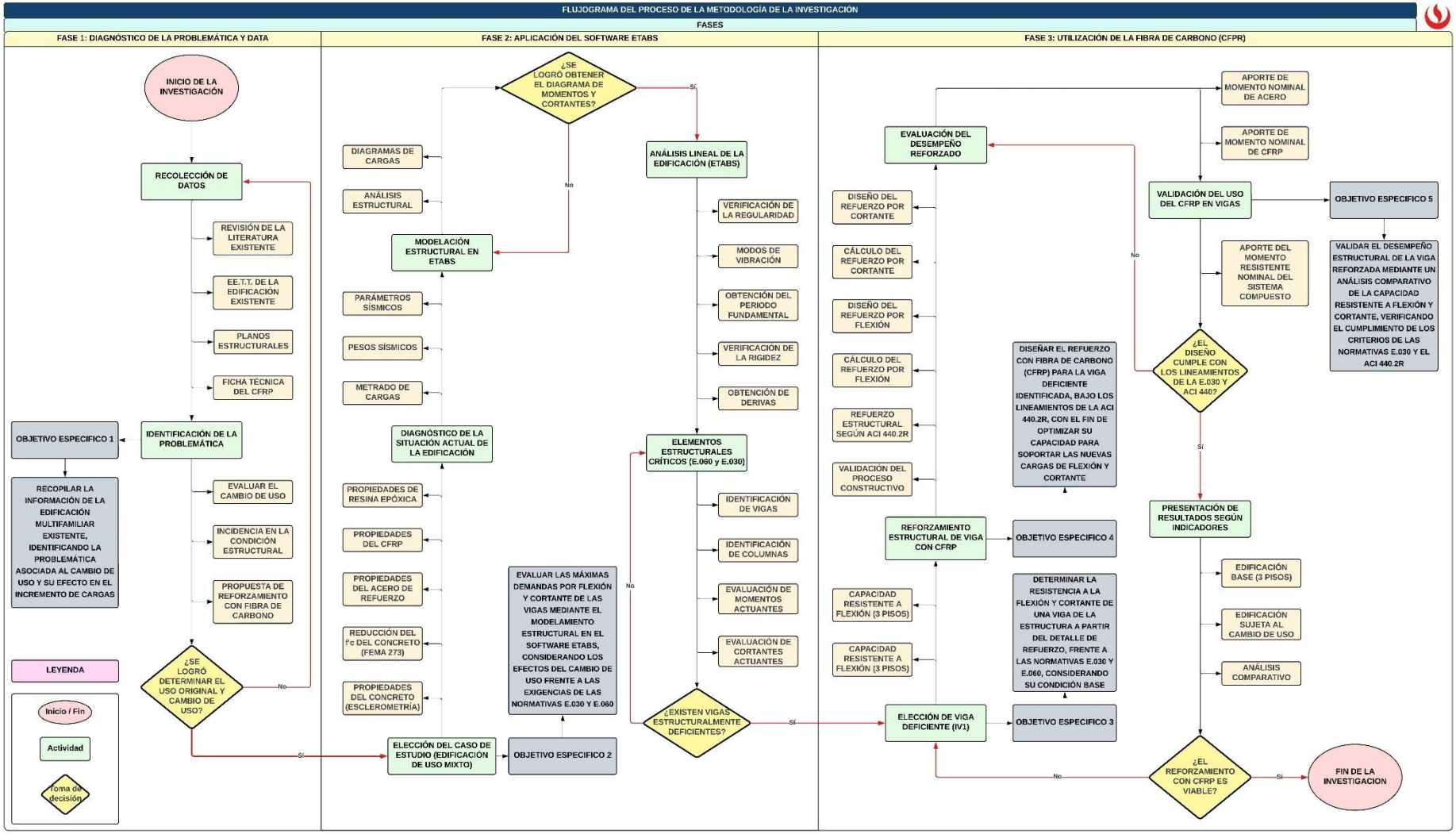
Esta fase tiene por objetivo evaluar el comportamiento sísmico y estructural de la edificación de cinco niveles de uso mixto para determinar el déficit existente por fuerza cortante, flexión e insuficiencia de confinamiento en los elementos estructurales críticos. En ese sentido, mediante la simulación numérica, el software ETABS permite someter al edificio a las solicitudes sísmicas y de gravedad bajo los parámetros normativos de la E.030 y E.060.

- **Fase III: Utilización de la fibra de carbono (CFRP)**

Esta última fase tiene por objetivo calcular, diseñar y validar el esquema de reforzamiento óptimo con CFRP para subsanar las deficiencias estructurales identificadas, plasmando la solución final en los planos detallados de AutoCAD. En ese sentido, bajo los lineamientos de la ACI 440.2R y la FEMA 273, se calcula secuencialmente el aporte flexural y de cortante del CFRP adherido externamente en las caras traccionadas de la viga crítica identificada mediante la aplicación de los criterios de estados límites de falla y servicio. El proceso valida, matemáticamente, que la suma del momento nominal del acero (M_{ns}) y el aporte del polímero (M_{nf}) supera las demandas actuantes ($\Phi M_n > M_u$). Finalmente, este diseño es plasmado en los planos estructurales y se evalúa mediante los indicadores de la Tabla 1 para certificar la viabilidad técnica y normativa de la intervención.

Figura 11

Flujograma del Procedimiento de Investigación



3.2 Desarrollo de la Solución

3.2.1 Diagnóstico de la situación actual

El diagnóstico de la situación actual de la edificación existente evalúa el impacto estructural derivado del cambio de uso y la adición de dos niveles superiores. En ese sentido, se replantea el metrado de cargas para integrar las nuevas solicitaciones y la masa sísmica concentrada, debido al uso mixto de la vivienda. Posteriormente, a partir de la geometría de la planta y las propiedades mecánicas actuales de los materiales, se ejecuta la modelación en el software ETABS. Dicho análisis determinará las demandas por flexión y cortante para contrastarlas con la capacidad resistente de las vigas de la estructura base de tres pisos, cuantificando el déficit estructural. Asimismo, se efectuará el control de regularidad, rigidez y derivas mediante un análisis lineal elástico, bajo los lineamientos de la E.030 y E.060.

3.2.1.1 Metrado de cargas

Según la E.020, el metrado cuantifica las fuerzas gravitacionales permanentes y transitorias actuantes sobre la edificación existente, tal como se observa en la Tabla 5. El análisis de cargas muertas evalúa las acciones permanentes provenientes del peso propio de los componentes estructurales, tabiquería fija, acabados y equipos fijos, entre otros. Por su parte, el análisis de cargas vivas integra las sobrecargas transitorias asociadas al uso y ocupación.

Tabla 5

Metrado de cargas (CM y CV) según la E.020

Cargas (E.020)	Elementos	Pesos
Carga Muerta (CM)	Concreto Armado	2400 kg/m^3
	Albañilería	1800 kg/m^2
	Tabiquería	100 kg/cm^2
	Acabados	100 kg/cm^2
Carga Viva (CV)	Sobrecarga entrepiso	200 kg/cm^2
	Sobrecarga escalera	200 kg/cm^2

3.2.1.2 Peso sísmico de la edificación

El peso sísmico cuantifica la masa total de la edificación que responderá dinámicamente ante la aceleración del suelo durante un evento sísmico. Según la E.030, se determina como PS=CM+25%CV para estructuras de Categoría C y uso mixto. En ese sentido, la Figura 12 resume las cargas gravitacionales acumuladas y el peso sísmico correspondiente a cada nivel de la estructura.

Figura 12

Pesos Sísmicos por piso de la vivienda de uso mixto

Nivel	Output Case	Case Type	P	MX	MY	Peso por nivel (tnf)
			tonf	tonf-m	tonf-m	
Nivel 5	PESO SISMICO	Combination	178.08	682.93	-1172.72	178.08
Nivel 4	PESO SISMICO	Combination	358.72	1375.04	-2361.31	180.63
Nivel 3	PESO SISMICO	Combination	541.50	2071.37	-3571.46	182.79
Nivel 2	PESO SISMICO	Combination	725.09	2775.37	-4784.71	183.59
Nivel 1	PESO SISMICO	Combination	944.38	3652.16	-6278.90	219.29
					Total	944.38

3.2.1.3 Parámetros sísmicos de la edificación de uso mixto

La obtención de los coeficientes sísmicos permite evaluar la capacidad de respuesta estructural ante las demandas del entorno local. Esta caracterización, ilustrada en la Figura 13, se fundamenta en los parámetros de sitio según la Norma E.030. Al ubicarse en el distrito de San Martín de Porres, Lima, la estructura se emplaza en la Zona 4 de muy alta sismicidad, con un factor de zona Z = 0.45. Asimismo, según Lizárraga (2019), las condiciones geotécnicas, para la zona cuestión, corresponden a un suelo tipo S_1.

Figura 13

Obtención de los coeficientes sísmicos de la edificación

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

Norma E.030 - Diseño Sismo Resistente

Artículo 10 - Zonificación

UBICACIÓN:

Región	Lima	
Provincia	Lima	
Distrito	San Martín de Porres	
Zona	4	
Factor de zona	Z	0.45

Tabla N° 1
Factores de zona "Z"

Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10



Artículo 13 - Parámetros de sitio (S, T, P, TL)

Tipo de suelo	S1	
Zona	4	
Factor de suelo	S	1.00
Periodos	TP (s)	0.4
	TL (s)	2.5

Tabla N° 4
Factor de suelo "S"

Zona \ Suelo	S_0	S_1	$S_2^{(*)}$	$S_3^{(*)}$	S_4
Z_4	0,80	1,00	1,00 – 1,10	1,10 – 1,20	Requiere un análisis de respuesta de sitio
Z_3	0,80	1,00	1,00 – 1,15	1,15 – 1,20	1,30
Z_2	0,80	1,00	1,00 – 1,30	1,30 – 1,40	1,70
Z_1	0,80	1,00	1,00 – 1,30	1,30 – 1,60	2,40

Tabla N° 5
Periodos "T_P" y "T_L"

Periodo \ Suelo	S_0	S_1	$S_2^{(*)}$	$S_3^{(*)}$	S_4
T_P (s)	0,3	0,4	0,4 – 0,6	0,6 – 0,9	1,2
T_L (s)	3,0	2,5	2,5 – 2,0	2,0 – 1,6	1,6

Artículo 28.4 - Periodo fundamental de vibración

Altura	Hn	14.25	m
	Ct	60	
Periodo fundamental de vibración	T	0.2375	seg

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Artículo 14 - Factor de amplificación sísmico (C)

TP (s)	0.4	
TL (s)	2.5	
T	0.2375	
Factor de amplificación sísmico	C	2.5

Tabla N° 6
Determinación del factor de amplificación sísmica (C)

Periodo fundamental de la estructura (T)	Factor de amplificación sísmica (C)
$T < 0{,}2\,T_P$	$C = 1 + 7{,}5 \cdot \left(\frac{T}{T_P}\right)$
$0{,}2\,T_P \le T \le T_P$	$C = 2{,}5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Artículo 15 - Categoría de edificaciones y Factor de uso (U)

CONSIDERACIONES:

Categoría	Uso Mixto (C)	
Factor de Uso	U	1

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

Artículo 18 - Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R0)

Sistema Estructural	Estructuras de albañileria	
Coeficiente básico de reducción	R0	3

Tabla N° 10
Sistemas estructurales y R_0

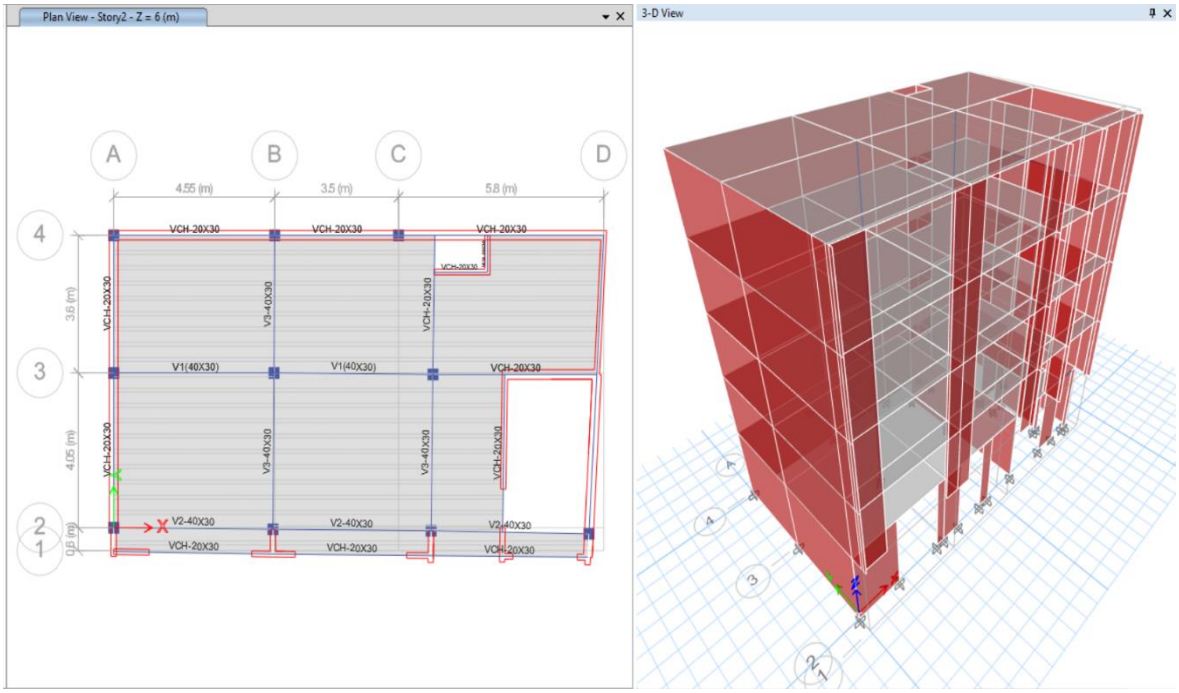
Sistema Estructural	Coeficiente básico de reducción R_0 (*)
Albañilería Armada o Confinada	3

3.2.2 Modelación estructural en ETABS

El modelo estructural tridimensional desarrollado en el entorno computacional ETABS, tal como se ilustra en la Figura 14, simula el comportamiento cinemático global de la edificación de cinco pisos frente al cambio de uso y la ampliación vertical. Este procesamiento incorpora las propiedades mecánicas actuales de los materiales y los coeficientes sísmicos del emplazamiento en San Martín de Porres. A partir de ello, genera los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes actuantes bajo las combinaciones de carga más desfavorables. Finalmente, se ejecuta el análisis lineal de la estructura conforme a las normas técnicas E.030 y E.060 para determinar las propiedades dinámicas, obteniendo los modos de vibración, los periodos fundamentales y las derivas de entrepiso.

Figura 14

Modelamiento de la situación actual de la edificación de uso mixto

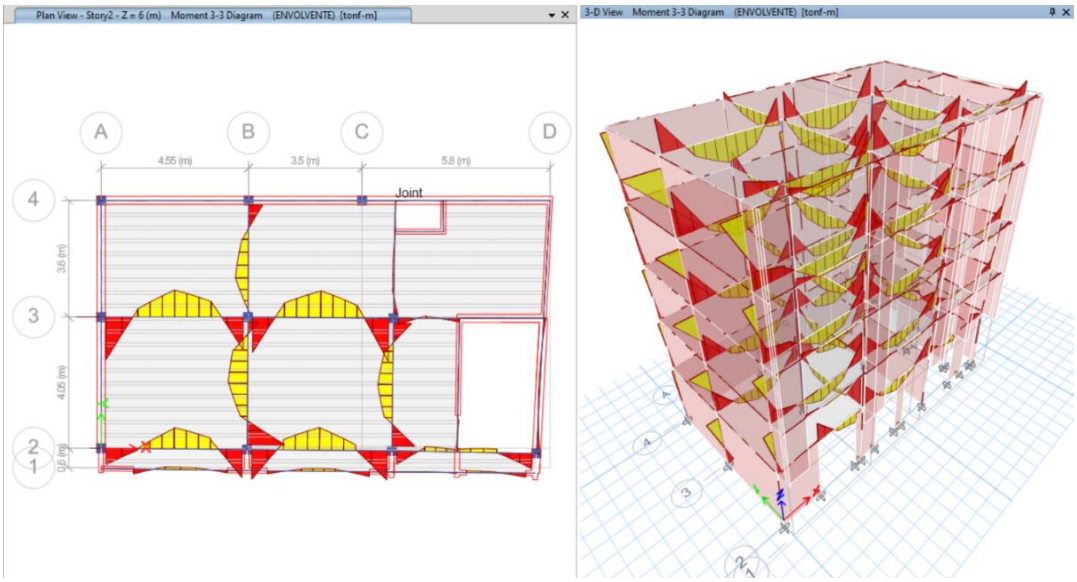


3.2.2.1 Diagrama de momentos flectores para vigas

Los diagramas de momentos flectores, en las vigas de la edificación de cinco pisos, permiten cuantificar la demanda actuante impuesta por el incremento de las cargas muertas y vivas, debido al cambio de uso. Mediante el procesamiento de las envolventes de diseño en ETABS, se obtiene la distribución de estos momentos (M_u) a lo largo de los ejes de los elementos horizontales (Véase Figura 15). Finalmente, se aíslan los valores máximos actuantes tanto en las zonas de momentos positivos (centro de la luz) como negativos (apoyos).

Figura 15

Diagrama de momentos flectores actuantes

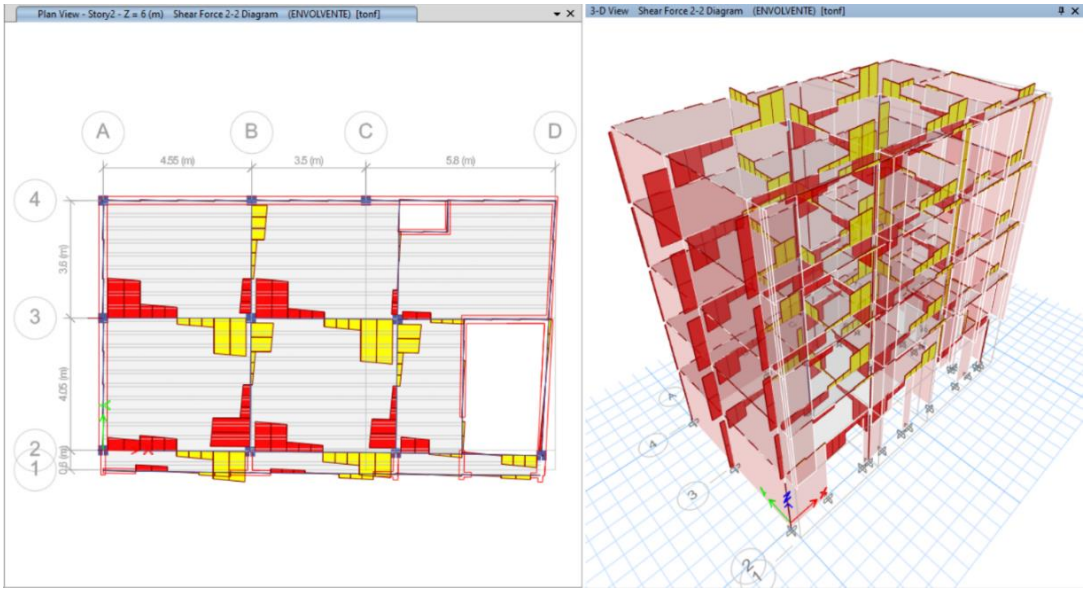


3.2.2.2 Diagrama de fuerzas cortantes para vigas

Los diagramas de fuerzas cortantes en las vigas de la edificación de cinco pisos permiten cuantificar la demanda de corte actuante, impuesta por las acciones gravitacionales y el cortante basal del análisis sísmico. Mediante el procesamiento de las envolventes de diseño en ETABS, se grafica la distribución de estas fuerzas (V_u) a lo largo de los ejes de los elementos horizontales (Véase Figura 16). Finalmente, los valores máximos actuantes se concentran en las inmediaciones de los nudos viga-columna.

Figura 16

Diagrama de fuerzas cortantes actuantes



3.2.3 Análisis lineal de la edificación

El análisis lineal de la edificación comprende dos metodologías complementarias según la E.030. El análisis estático, o de fuerzas laterales equivalentes, estima la fuerza cortante total en la base (*V*) mediante parámetros de sitio, amplificación y masa, para luego distribuirla en la altura a cada entrepiso según sus pesos y niveles. Este procedimiento incluye la verificación de la regularidad. Por otro lado, el análisis dinámico modal espectral combina los modos de vibración, periodos fundamentales y derivas obtenidos en ETABS para determinar de forma más precisa las aceleraciones y solicitaciones internas de la estructura.

3.2.3.1 Cortante basal y distribución de fuerza sísmica

La cortante en la base (*V*) se calcula en función de los parámetros sísmicos obtenidos (*Z, U, C, S*) y el peso sísmico total (*P*), reducidos por el factor de modificación de respuesta (*R*). Luego, esta fuerza se distribuye en la altura de la estructura de forma proporcional al peso de cada losa y a su nivel respectivo respecto a la base, según se observa en la Figura 17.

Figura 17

Distribución de la fuerza sísmica en función de la cortante basal

Artículo 34 - Fuerza Cortante en la base

Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1.00
R	2.25
P	944.38 tnf

V= 472.190 tnf

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Artículo 35 - Distribución de la fuerza sísmica en altura

V=	472.19	tnf
Tx=	0.344	≤ 0.5
Ty=	0.293	
k=	1.00	

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.
b) Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^{n} P_j (h_j)^k}$$

149.6 tn → Piso 5
122.5 tn → Piso 4
94.32 tn → Piso 3
64.96 tn → Piso 2
40.74 tn → Piso 1

Piso	Pi	hi	(hi)^k	Pi*(hi)^k	αi	V	Fi
5	178.08	14.25	14.25	2537.70	0.317	472.190	149.66
4	180.63	11.50	11.50	2077.28	0.259	472.19	122.51
3	182.79	8.75	8.75	1599.38	0.200	472.19	94.32
2	183.59	6.00	6.00	1101.53	0.138	472.19	64.96
1	219.29	3.15	3.15	690.76	0.086	472.19	40.74
∑				8006.65	1.000		472.19

3.2.3.2 Verificación de la regularidad

Según la E.030, la presencia de irregularidades estructurales constituye discontinuidades significativas en la geometría, masa o rigidez de una edificación. Estas configuraciones, clasificadas en planta y en altura, alterarán el comportamiento dinámico esperado e incrementan la vulnerabilidad de la edificación de uso mixto ante solicitaciones sísmicas. Por ello, según se observa en la Figura 18, se castigan estas condiciones mediante factores de irregularidad (Ia e Ip) para penalizar la estructura con mayores fuerzas de diseño.

Figura 18

Obtención de irregularidades asociadas a la edificación

E.030 - Diseño SismoResistente - Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

Irregularidades Estructurales en Altura (Ia)

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga. **Irregularidades de Resistencia – Piso Débil** Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,75

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75

Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga. **Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)** Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,50

Según el Art.25: Condiciones de irregularidad, para la zona 4, se establece que no posee restricciones para extrema rigidez

Irregularidad de extrema rigidez	1

Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90

Nivel	Pesos (tn)	>1.5
5	178.08	0.99
4	180.63	0.99
3	182.79	1.00
2	183.59	0.84
1	219.29	

Irregularidad de Peso	1

Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90

Irregularidad Geométrica Vertical	1

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80

En nuestra edificación, los elementos estructurales verticales, que reciben más del 10% de la fuerza cortante, estan alineados verticalmente en todos sus niveles.

Discontinuidad en los Sistemas Resistente	1

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0,60

En nuestra edificación, los elementos estructurales verticales, que reciben más del 10% de la fuerza cortante, estan alineados verticalmente en todos sus niveles.

Discontinuidad extrema	1

Irregularidades Estructurales en Planta (Ip)

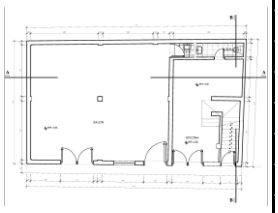
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75

Irregularidad Torsional	1

Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60

Irregularidad Torsional Extrema	1

Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90



Esquinas Entrantes	1

Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85

Discontinuidad de Diafragma	1

Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	0,90

En nuestra edificación, los elementos resistentes no forman ángulos mayores que 30°

Irregularidad por sistemas no paralelos	1

	Ia	Ip	Ro	R
Factores de Irregularidad	0.75	1	3	2.25

3.2.3.3 Modos de vibración

Las edificaciones poseen formas específicas de vibración ante cargas dinámicas, determinadas por su masa, rigidez y geometría. La complejidad de estos movimientos exige una representación precisa para analizar el comportamiento estructural, lo cual se logra mediante la descomposición del movimiento global en modos de vibración (Esquivel & Schmidt, 2016). Para la edificación de uso mixto de cinco pisos, el periodo fundamental y los periodos secundarios se obtuvieron, a través del software ETABS, tal como se observa en la Figura 19.

Figura 19

Análisis modal: modos y periodos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	**0.344**	0.6351	0.00001923	0	0.6351	0.00001923	0	0.0001	0.2422	0.1582	0.0001	0.2422	0.1582
Modal	2	**0.291**	0	0.7885	0	0.6351	0.7885	0	0.2963	0.00001613	0.0013	0.2964	0.2422	0.1595
Modal	3	0.167	0.1839	0.0002	0	0.819	0.7886	0	0.0005	0.0245	0.6827	0.2968	0.2667	0.8422
Modal	4	0.103	0.1178	0.0012	0	0.9368	0.7898	0	0.0074	0.4664	0.0399	0.3042	0.7331	0.8821
Modal	5	0.09	0.0011	0.1633	0	0.9379	0.9531	0	0.563	0.0045	0.0007	0.8672	0.7376	0.8827
Modal	6	0.073	0.0002	0.0001	0	0.9381	0.9533	0	0.0009	0.0005	0.0001	0.8681	0.7381	0.8828
Modal	7	0.058	0.0471	0.0001	0	0.9852	0.9533	0	0.00002436	0.1706	0.0014	0.8681	0.9087	0.8842
Modal	8	0.056	0.0032	0.0001	0	0.9883	0.9534	0	0.0003	0.0521	0.0876	0.8685	0.9608	0.9718
Modal	9	0.051	0.00001032	0.0341	0	0.9884	0.9875	0	0.0881	3.294E-06	0.0019	0.9566	0.9608	0.9737
Modal	10	0.051	0.0003	0.0034	0	0.9887	0.9909	0	0.0085	0.0004	0.0011	0.965	0.9612	0.9748
Modal	11	0.05	0.0006	0.00002951	0	0.9892	0.9909	0	0.0002	0.0009	0.0009	0.9652	0.9621	0.9757
Modal	12	0.042	0.0066	0.00001986	0	0.9958	0.9909	0	0.0001	0.0254	0.0016	0.9653	0.9876	0.9774
Modal	13	0.038	0.0002	0.0079	0	0.996	0.9988	0	0.0314	0.0007	0.0001	0.9967	0.9883	0.9775
Modal	14	0.035	0.0002	6.663E-06	0	0.9962	0.9988	0	0.00002094	0.0005	0.0003	0.9967	0.9888	0.9778
Modal	15	0.034	0.0013	0.0001	0	0.9975	0.9989	0	0.0001	0.0028	0.0008	0.9968	0.9916	0.9785

3.2.3.4 Periodo fundamental

El primer modo de vibración o también llamado modo fundamental vendría a ser el más básico de todos, es decir, un movimiento oscilatorio de un lado a otro. Luego de él, se hacen presentes otros modos de vibración donde las direcciones de movimiento se vuelven más cambiantes y variadas (Arancibia, 2013). Dicho parámetro es de suma importancia para determinar los efectos sísmicos en las edificaciones, puesto que, según Domínguez (2014), cuando el valor del periodo de vibración de una edificación y un sismo se igualan, los efectos de deformación sobre la estructura serán mucho más críticos. En este sentido, el periodo, según la dirección de análisis, nos ayuda a definir la respuesta del edificio ante los movimientos sísmicos, tal como se ilustra en la Figura 20.

Figura 20

Periodos fundamentales según la dirección de análisis

	Tx(s)	Ty(s)
Periodo fundamental	0.344	0.291

3.2.3.5 Verificación de la rigidez

Como parte de la caracterización dinámica del proyecto, se estableció la relación existente entre la altura de la edificación y sus respectivos períodos fundamentales de vibración. Esta correlación es clave para determinar el grado de rigidez lateral del sistema estructural (Lagos et al., 2012). Al contrastar las propiedades obtenidas de la estructura analizada (Hn = 14.250 m, Tx = 0.344 s y Ty = 0.293 s), expuestas en la Figura 21, se evaluó el índice de respuesta estructural (rigidez) definido como Ho/T. De este modo, mediante la Figura 22, se evidencia que los coeficientes de rigidez calculados para el proyecto (Ctx = 41.42 m/s y Cty = 48.63 m/s) se ubican dentro del rango de 40 m/s a 70 m/s. Este comportamiento sitúa de manera consistente a la edificación bajo el umbral de "rigidez normal" (normal stiffness buildings) a medida que incrementa la escala vertical de la estructura, validando un desempeño dinámico óptimo de acuerdo con las tendencias internacionales de referencia.

Figura 21

Resultados de rigidez entre Hn y T

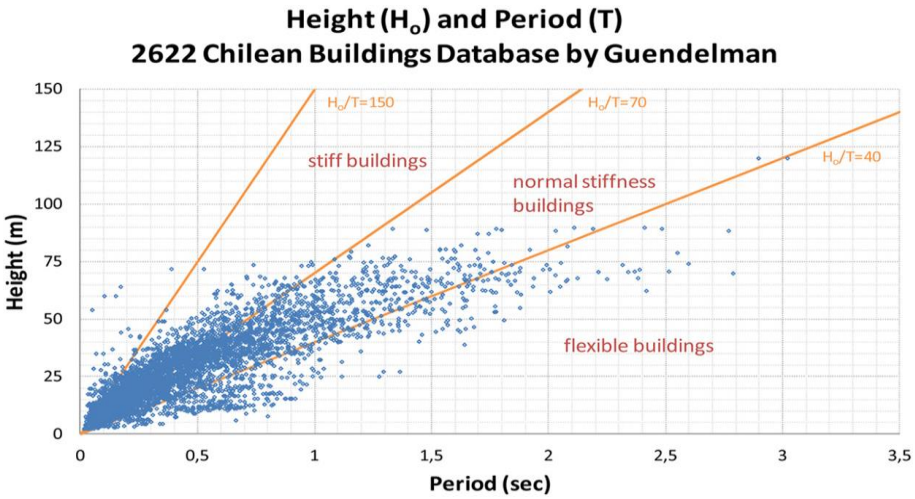
Hn =	**14.250**	**m**
Tx =	**0.344**	**seg**
Ty =	**0.293**	**seg**

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Rigidez	Ctx=	**41.42**	m/s
	Cty=	**48.63**	m/s

Figura 22

Gráfica de rigidez estructural de la correlación entre la altura (Ho) y el Periodo (T)



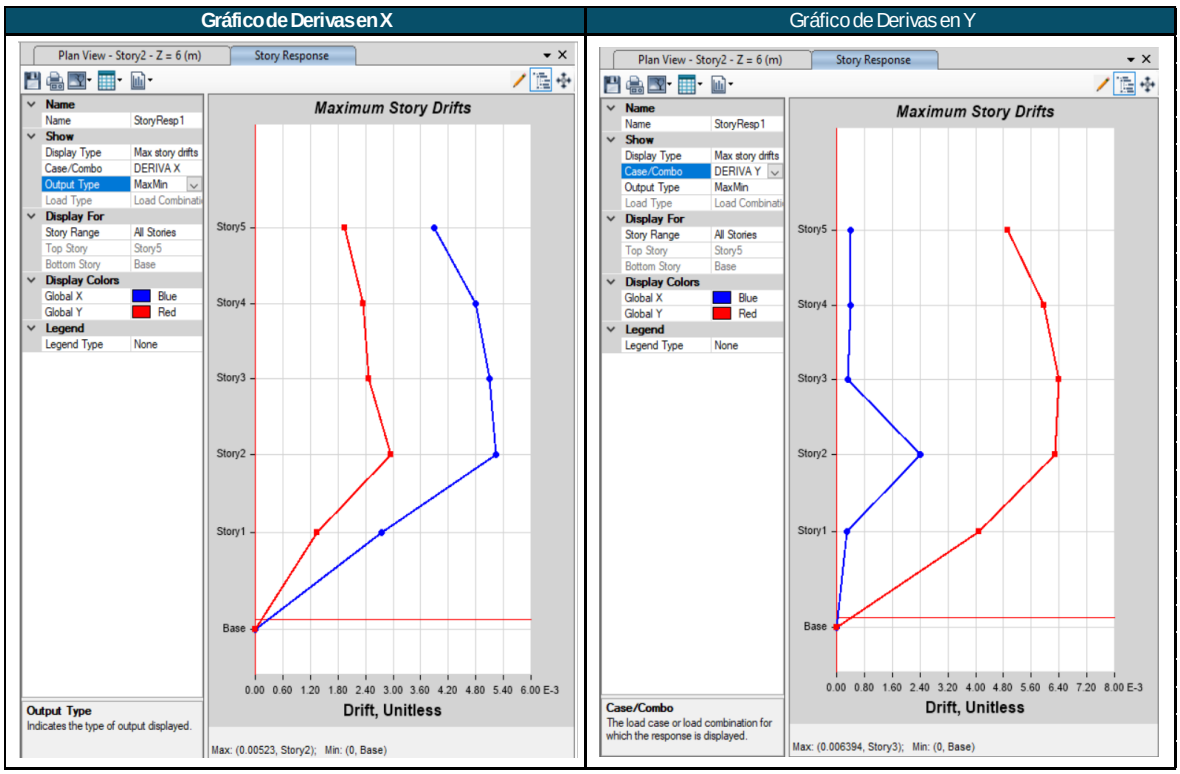
Nota. De "Comportamiento sísmico de edificios de hormigón de gran altura en Chile", por Lagos et al., 2012 (https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/1991-seismic-performance-of-high-rise-concrete-buildings-in-chile.pdf).

3.2.3.6 Derivas (Drifts de entrepiso)

Para la edificación de uso mixto, las derivas cuantificarán el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles contiguos, normalizado respecto a la altura del entrepiso Este parámetro evalúa la rigidez lateral de la estructura, debido a que magnitudes excesivas provocan daños en elementos estructurales y no portantes, como la tabiquería. La normativa peruana E.030 impone un límite máximo de 0.005 para sistemas de albañilería confinada. A través de la Figura 23, se observa que tres niveles de la estructura superan este umbral normativo en la dirección de análisis Y.

Figura 23

Obtención de derivas según la dirección de análisis



DERIVA EN X									
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	X	Y	Z	Deriva<0.005
						m	m	m	
Story5	DERIVA X	Combination	Max	X	0.003335	13.3876	-0.9689	14.25	CUMPLE
Story4	DERIVA X	Combination	Max	X	0.004061	13.3876	-0.9689	11.5	CUMPLE
Story3	DERIVA X	Combination	Max	X	0.004307	13.3876	-0.9689	8.75	CUMPLE
Story2	DERIVA X	Combination	Max	X	0.004403	13.3876	-0.9689	6	CUMPLE
Story1	DERIVA X	Combination	Max	X	0.002293	13.43	-0.16	3.15	CUMPLE

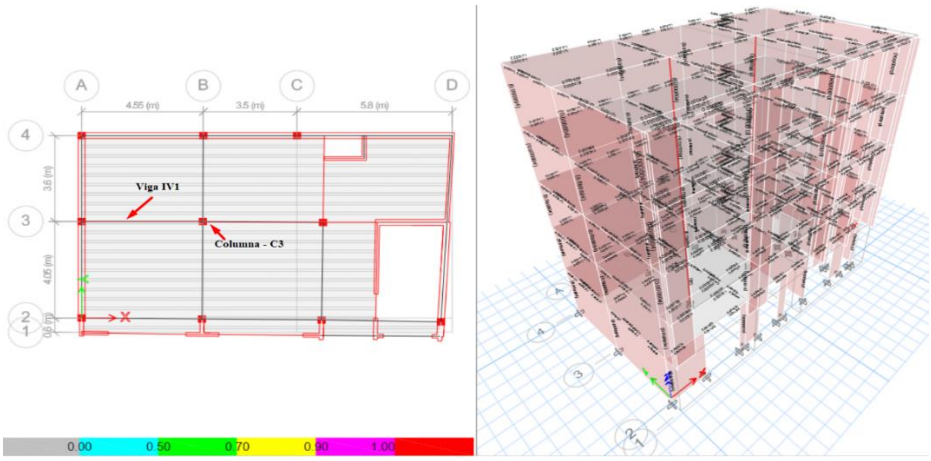
DERIVA EN Y									
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	X	Y	Z	Deriva<0.005
						m	m	m	
Story5	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.004773	13.85	7.65	14.25	CUMPLE
Story4	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.005717	13.85	7.65	11.5	NO CUMPLE
Story3	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.006132	0	-0.625	8.75	NO CUMPLE
Story2	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.006043	5.13	-0.6956	6	NO CUMPLE
Story1	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.003903	0	0	3.15	CUMPLE

3.2.4 Elementos estructurales críticos frente a la E.030 y E.060

La identificación de los elementos estructurales críticos aísla los componentes cuyas demandas superan las capacidades normativas admisibles tras la ampliación. Mediante la Figura 24, se observan los elementos, que fallan debido a la sobrecarga y reconfiguración sísmica. Conforme a la E.060, la evaluación local de esfuerzos en el primer nivel, mediante el modelamiento en ETABS, contrasta las fallas, por incremento de demandas, del acápite 3.1. Ello evidencia la condición crítica de la columna C3 y la viga IV1.

Figura 24

Identificación de elementos estructurales deficientes



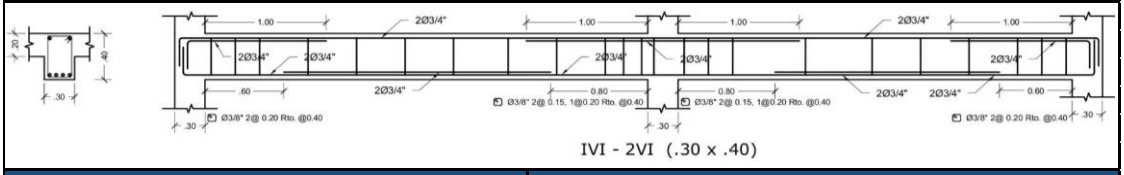
3.2.5 Diagnóstico de la capacidad resistente a flexión de la viga crítica (IV1)

El análisis y la evaluación de la capacidad resistente flexión en los elementos horizontales de concreto armado son indispensables ante el incremento de cargas vivas y muertas por cambio de uso. Por ende, la adición de los dos niveles sobre el diseño inicial de tres pisos desencadena en el incremento de las solicitaciones actuantes. Ante ello, el modelamiento estructural en ETABS evidenció la falla por sobrecarga de diversas vigas. Entre ellas destaca la viga peraltada IV1 (0.30 m x 0.40 m) del primer piso. En ese sentido, los lineamientos normativos del ACI 318S-14 y la E.060 permitirán determinar el momento resistente de diseño (ΦM_n) de la viga evaluada, tal como se ilustra en la Figura 25, teniendo en cuenta la geometría de la sección, la caracterización mecánica del concreto ($f'c$, Ec), las propiedades constitutivas del acero de refuerzo (fy, Es) y los respectivos peraltes y distancias de las fibras de concreto (d, dc, df). Finalmente, el momento resistente servirá como línea de base para su contraste con la nueva capacidad resistente, obtenida de la demanda del modelo de cinco niveles. Dicha comparación cuantitativa determinará el déficit estructural por cubrir mediante el reforzamiento con CFRP.

Figura 25

Memoria de cálculo para el momento resistente (M_u) de la viga del pórtico Eje 3 – Eje AB

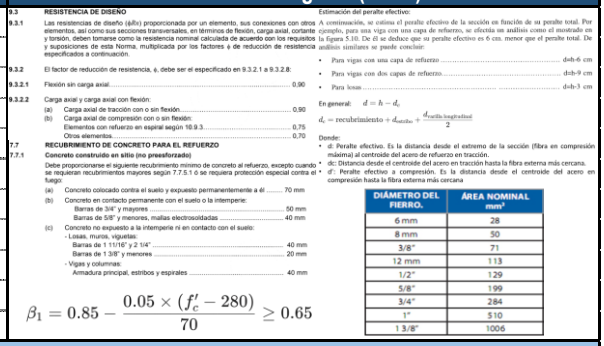
ANÁLISIS DE VIGA IVI EN PÓRTICO EJE 3 - EJE A Y B



IVI - 2VI (.30 x .40)

Datos		
b	30.00	cm
h	40.00	cm
fy	4200.00	kgf/cm2
f'c	199.00	kgf/cm2
Φ	0.90	flexión
β1	0.91	adimensional
Recubrimiento	4.00	cm
A. Transversal (Ø3/8")	0.95	cm
A. Longitudinal (Ø3/4")	1.91	cm
d: al centroide de As	34.10	cm
d': al centroide de As'	5.91	cm

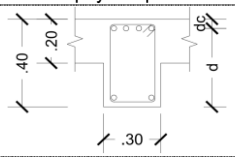
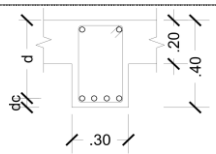
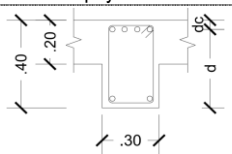
Normativa vigente (E.060)



$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$$

DIÁMETRO DEL FIERRO.	ÁREA NOMINAL mm²
6 mm	28
8 mm	50
3/8"	71
12 mm	113
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

1ro. Cálculo de acero (tracción)

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
Sección transversal						
N° Varillas (tracción)	4.00	3/4 plg	4.00	3/4 plg	4.00	3/4 plg
N° Varillas (compresión)	2.00	3/4 plg	2.00	3/4 plg	2.00	3/4 plg
As: A. Tracción	11.36	cm2	11.36	cm2	11.36	cm2
A's: A. Compresión	5.68	cm2	5.68	cm2	5.68	cm2

2do. Obtener la cuantía de acero en tracción

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
ρ	0.0111	1.11%	0.0111	1.11%	0.0111	1.11%

3ro. Identificar el tipo de falla

$$\rho b = \frac{0.85 * f'c * B1}{fy} * \frac{6000}{fy+6000} \qquad \rho máx = 0.75 * \rho b$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
ρb	0.0215	2.15%	0.0215	2.15%	0.0215	2.15%
ρmáx	0.0161	1.61%	0.0161	1.61%	0.0161	1.61%
tipo de falla	dúctil-tracción	1.11%<1.61%	dúctil-tracción	1.11%<1.61%	dúctil-tracción	1.11%<1.61%

4to. Calcular la altura del bloque en compresión de Whitney "a"

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
Distancia "a"	10.64	cm	10.64	cm	10.64	cm

5to. Determinar la resistencia a flexión de la viga

$$Mn = As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
Mn	1372821.97	kgf-cm	1372821.97	kgf*cm	1372821.97	kgf*cm
Mn	13.73	tonf-m	13.73	kgf*m	13.73	kgf*m
øMn=0.9*Mn=Mu	12.36	tonf-m	12.36	tonf*m	12.36	tonf*m

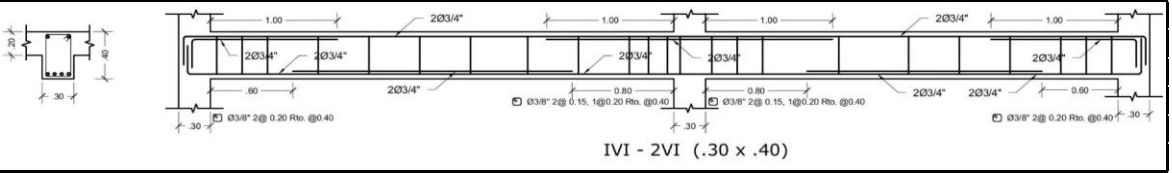
3.2.6 Diagnóstico de la capacidad resistente a cortante de la viga crítica (IV1)

El análisis y la evaluación de la resistencia al cortante en vigas de concreto armado resultan fundamentales ante el incremento de dos niveles sobre el diseño inicial de tres pisos. Esta prioridad radica en el comportamiento frágil, súbito y catastrófico de las fallas por tracción diagonal en dichos elementos estructurales. Luego, el modelamiento estructural en ETABS evidenció, que las demandas impuestas por la edificación de cinco niveles superan la capacidad original de corte de diversos elementos. Entre ellas destaca la viga peraltada IV1 (0.30 m x 0.40 m) del primer piso. En ese sentido, los lineamientos del ACI 318S-14 y el Capítulo 21 de la E.060 permitirán determinar la cortante nominal de diseño (V_n) de la viga evaluada, tal como se ilustra en las Figuras 26 y 27, teniendo en cuenta la geometría de la sección y otros datos de entrada. Esta se compone de la resistencia nominal aportada por el concreto (V_c) y el aporte del acero de refuerzo (V_s). Finalmente, esta evaluación cuantitativa contrastará la capacidad resistente frente a la fuerza cortante actuante obtenida para los cinco niveles. A partir de ello, se determina el déficit estructural por cortante y la insuficiencia de confinamiento en la viga IV1 por cubrir mediante el reforzamiento con CFRP.

Figura 26

Memoria de cálculo para la cortante resistente (V_u) de la viga IVI – Parte 1

ANÁLISIS DE VIGA IVI EN PÓRTICO EJE 3 - EJE A Y B



IVI - 2VI (.30 x .40)

Datos		
Tipo	Dual	II
b	30.00	cm
h	40.00	cm
Ln	4.23	m
fy	4200.00	kgf/cm2
f'c	199.00	kgf/cm2
Φ	0.85	cortante
β1	0.91	adimensional
Recubrimiento	4.00	cm
A. Transversal (Ø3/8")	0.95	cm
A. Longitudinal (Ø3/4")	1.91	cm
Asi- (4Ø1/2")	11.36	cm2
Asi+ (2Ø1/2")	5.68	cm2
Asd- (4Ø1/2")	11.36	cm2
Asd+ (2Ø1/2")	5.68	cm2
d: al centroide de As	34.10	cm
dc: al centroide de As	5.91	cm
Wm	3.80	tonf/m
Wv	1.20	tonf/m

Normativa vigente (E.060)

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 Las resistencias de diseño (φRn) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores φ de reducción de resistencia especificados a continuación.

9.3.2 El factor de reducción de resistencia, φ, debe ser el especificado en 9.3.2.1 a 9.3.2.8

9.3.2.1 Flexión sin carga axial 0.90

9.3.2.2 Carga axial y carga axial con flexión:
(a) Carga axial de tracción con o sin flexión 0.90
(b) Carga axial de compresión con o sin flexión:
Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3 ..... 0.75
Otros elementos 0.70

9.3.2.3 Cortante y torsión 0.85

7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

7.7.1 Concreto construido en sitio (no preesforzado)
Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 o se requiera protección especial contra el fuego:
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él ..... 70 mm
(b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:
Barras de 3/4" y mayores ..... 50 mm
Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas ..... 40 mm
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
- Losas, muros, viguetas:
Barras de 1 11/16" y 2 1/4" ..... 40 mm
Barras de 1 3/8" y menores ..... 20 mm
- Vigas y columnas:
Armadura principal, estribos y espirales ..... 40 mm

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$$

Estimación del peralte efectivo:
A continuación, se estima el peralte efectivo de la sección en función de su peralte total. Por ejemplo, para una viga con una capa de refuerzo, se efectúa un análisis como el mostrado en la figura 5.10. De él se deduce que su peralte efectivo es 6 cm. menor que el peralte total. De análisis similares se puede concluir:

- Para vigas con una capa de refuerzo ..... d=h-6 cm
- Para vigas con dos capas de refuerzo ..... d=h-9 cm
- Para losas ..... d=h-3 cm

En general: $d = h - d_c$

d_c = recubrimiento + $d_{estribo}$ + $\frac{d_{varilla\ longitudinal}}{2}$

Donde:
- d: Peralte efectivo. Es la distancia desde el extremo de la sección (fibra en compresión máxima) al centroide del acero de refuerzo en tracción.
- dc: Distancia desde el centroide del acero en tracción hasta la fibra externa más cercana.
- d': Peralte efectivo a compresión. Es la distancia desde el centroide del acero en compresión hasta la fibra externa más cercana

21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):
(a) d/4, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.

21.5.3.2 Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:
(a) d/4;
(b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
(d) 300 mm.

DIÁMETRO DEL FIERRO.	ÁREA NOMINAL mm²
6 mm	28
8 mm	50
3/8"	71
12 mm	113
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

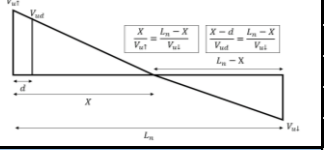
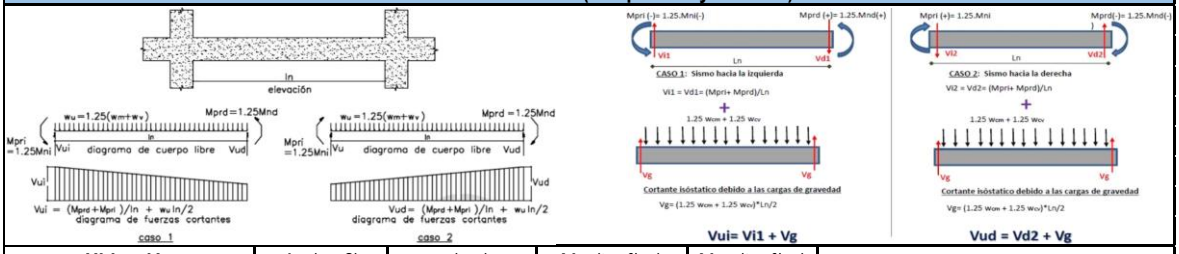


Figura 27

Memoria de cálculo para la cortante resistente (V_u) de la viga IVI – Parte 2

1ro. Cálculo de acero (compresión y tracción)



Ubicación	As (cm2)	a (cm)	Mn (tonf*m)	Mpr (tonf*m)
Izquierda (-)	11.36	9.40	14.02	17.53
Izquierda (+)	5.68	4.70	7.57	9.47
Derecha (-)	11.36	9.40	14.02	17.53
Derecha (+)	5.68	4.70	7.57	9.47

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \qquad M_{pr} = 1.25 M_n$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

2do. Calcular Vu según el Capítulo 21 (E.060)

Ubicación	Wu (tnf/m)	Vu probable (tnf)	V. isostático (tnf)	V. diseño (tnf)
Caso 1: Izquierda	6.25	6.38	13.22	19.60
Caso 1: Derecha	6.25	6.38	13.22	-6.84
Caso 2: Izquierda	6.25	6.38	13.22	-6.84
Caso 2 :Derecha	6.25	6.38	13.22	19.60
Usar: Vu (tnf)				19.60

$$Vu_{pr} = \frac{M_{prd} + M_{pri}}{L_n}$$

$$Vu_{isos} = W_u \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$V_u = V_{pr} + V_{isos}$$

3ro. Cortante a la distancia "d" = Vud

X: distancia para V = 0	3.14	m
Vud	17.470	tonf

$$X = \frac{V_{u\uparrow} \cdot L_n}{V_{u\downarrow} + V_{u\uparrow}} \qquad V_{u_d} = \frac{(X - d) \cdot V_{u\downarrow}}{L_n - X}$$

4to. Calcular la resistencia del concreto al corte (Vc) y la resistencia del acero al corte (Vs)

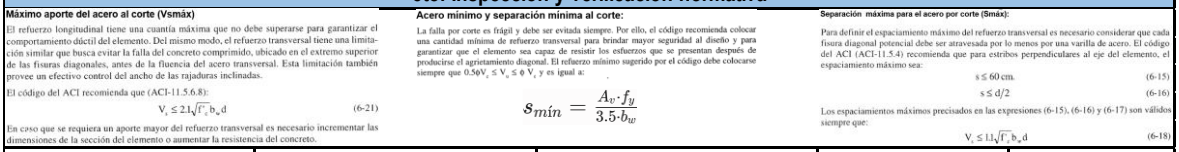
Ubicación	Apoyo izquierdo		Apoyo derecho	
Separación de estribos (S)	20	cm	15	cm
Av	1.43	cm2	1.43	cm2
Vc	10314	kgf	6901	kgf
Vs	10239	kgf	13652	kgf
Vn	20553	kgf	20553	kgf

$$A_v = 2A_s$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \qquad V_s = \frac{V_{ud}}{\emptyset} - V_c$$

$$V_n = V_c + V_s$$

5to. Inspección y verificación normativa



$$s_{mín} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

Ubicación	Apoyo izquierdo		Apoyo derecho		Comparativa	Condición
Vs ≤ 2.1*raiz(f'c)*b*d	30301	kgf	30301	kgf	4620 ≤ 30865	Cumple
Vs ≤ 1.1*raiz(f'c)*b*d	15872	kgf	15872	kgf	4620 ≤ 16574	Cumple
Smín	57.20	cm	57.20	cm	7.50<57.20	Cumple
Smin = d/4	8.52	cm	8.52	cm	7.50<8.52	Cumple
Smin = 8*dbmin	15.28	cm	15.28	cm	7.50<15.28	Cumple
Smin = 24*de	22.80	cm	22.80	cm	7.50<22.80	Cumple
Smin = 30cm	30.00	cm	30.00	cm	7.50<30	Cumple
s	20.00	cm	15.00	cm	20≥17.05 y 15≤17.05	No cumple
smáx	17.05	cm	17.05	cm	S ≤ d/2 = 17.05	
Usar Smin	7.50	cm	7.50	cm	7.50 ≤ S	Cumple
Cap. 21 (Estribos≥8 mm)	1/4	plg	1/4	plg	1/4plg<8mm	No cumple

Asimismo, según la Figura 27, la verificación de los límites de control expone una separación de estribos de 20 cm en el apoyo izquierdo y de 15 cm en el apoyo derecho. En ese sentido, el espaciamiento del refuerzo izquierdo incumple la separación máxima calculada establecida en el Capítulo 21 de la Norma E.060.

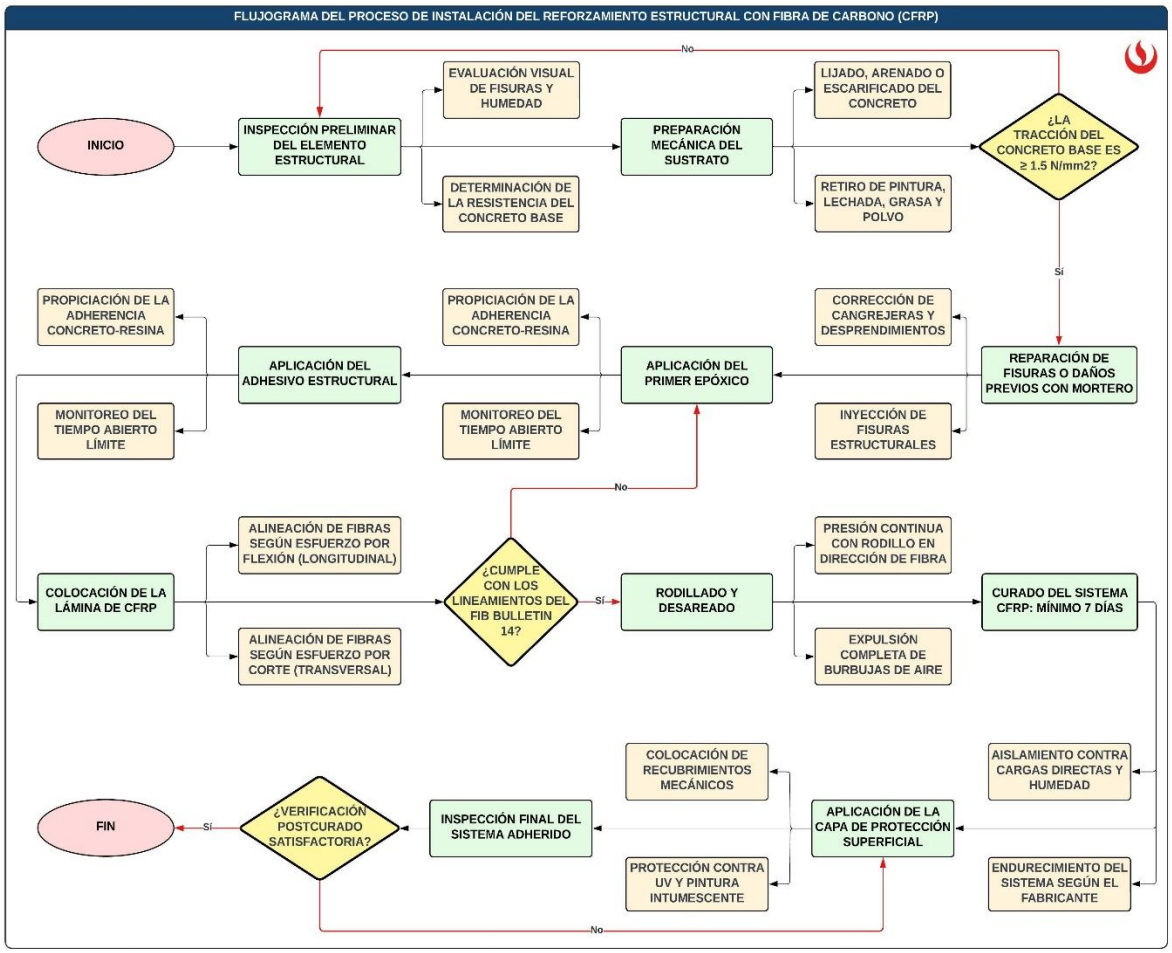
3.3 Validación del Proyecto

3.3.1 Validación del proceso constructivo del reforzamiento estructural con CFRP

Para validar el óptimo proceso constructivo del presente reforzamiento estructural con CFRP, ilustrado en la Figura 28, la guía (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures) establece un marco normativo para el diseño y la puesta en obra de los polímeros. En su capítulo 8 indica, que la eficacia del reforzamiento estructural no depende únicamente del cálculo analítico, sino de la rigurosidad en la preparación del sustrato de concreto, las condiciones ambientales y la técnica de adherencia. Asimismo, prescribe metodologías de control de calidad post-ejecución, como la inspección acústica por golpeteo y la termografía infrarroja para la detección y posterior inyección de burbujas de aire o vacíos atrapados, que comprometan la transferencia de esfuerzos cortantes y de flexión (FIB, 2001).

Figura 28

Procedimiento constructivo del reforzamiento con CFRP



Nota. Adaptado de "Autoconstrucción sin freno: estas son las dos zonas en el Perú que la sostendrán", por Gestión, 2025. https://gestion.pe/economia/autoconstruccion-estaraesr

3.3.2 Validación del reforzamiento estructural para vigas

3.3.2.1 Cálculo del refuerzo por flexión con CFRP

El reforzamiento estructural a flexión, mediante la adición de láminas de CFRP adheridas externamente en la cara en tracción de las vigas, permitirá elevar la capacidad nominal del momento resistente. Por consiguiente, el ACI 440.2R, brinda los lineamientos para el cálculo de la resistencia compuesta en los apoyos (momentos negativos) y centro de la luz (momento positivo) de la sección. En ese sentido, los pasos involucrados se detallan a continuación.

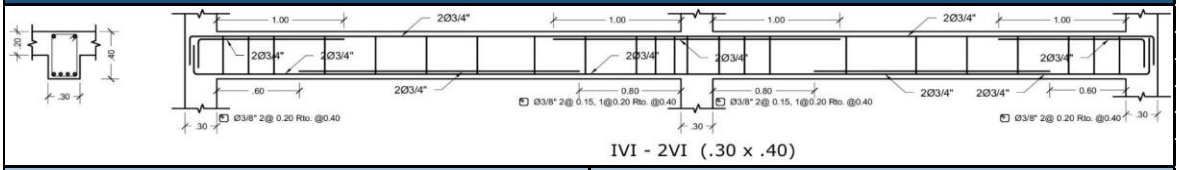
- **Paso 1: Calcular propiedades mecánicas de diseño con CFRP y otros datos**

Con base a la normativa mencionada, las propiedades: tensión última (f_{fu}*) y deformación por ruptura (ε_{fu}*) se penalizan mediante el factor de reducción ambiental (C_E) para obtener los valores mecánicos de *ffu* y ε_{fu}. Simultáneamente, esta fase integra identificar las dimensiones geométricas del elemento, la caracterización mecánica del concreto (*f'c*, *Ec*), las propiedades constitutivas del acero de refuerzo (*fy*, *Es*), así como los respectivos peraltes de concreto y CFRP (*d*, *dc*, *df*). Por tanto, el presente paso, tal como se ilustra en la Figura 29 se considera el punto de partida para determinar la capacidad nominal de la viga IVI.

Figura 29

Datos de entrada y obtención de propiedades mecánicas del CFRP

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIGA IVI EN PÓRTICO EJE 3 - EJE A Y B CON CFRP



IVI - 2VI (.30 x .40)

1ro. Propiedades mecánicas de diseño con CFRP y otros datos		
n	6.00	capas
tf (Espesor por capa)	1.00	mm
ffu* (Tensión última)	960.00	N/mm2
εfu* (Deformación de ruptura)	0.0133	mm/mm
Ef (Módulo de Elasticidad)	73000.00	N/mm2
CE (Factor)	0.95	adimensional
ffu	912.00	N/mm2
εfu	0.0126	mm/mm
Es	200000.00	N/mm2
Ec	20762.91	N/mm2
ns (Relación Es/Ec)	9.633	adimensional
b	300.00	mm
h	400.00	mm
fy	0.42	kN/mm2
f'c	19.52	N/mm2
Recubrimiento	4.00	cm
A. Transversal (Ø3/8")	0.95	cm
A. Longitudinal (Ø3/4")	1.91	cm
d: al centroide de As	340.95	mm
dc: al centroide de As	59.05	mm
df: Peralte efectivo de CFRP	400.00	mm

Normativa vigente (440.2R-17 y E.060)

Step 1—Calculate the FRP system design material properties

Table 9.4—Environmental reduction factor for various FRP systems and exposure conditions

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

DIÁMETRO DEL FIERRO.	ÁREA NOMINAL mm²
6 mm	28
8 mm	50
3/8"	71
12 mm	113
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

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

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

$$Ec = 4700\sqrt{f'c} \quad \text{(en MPa)}$$

7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

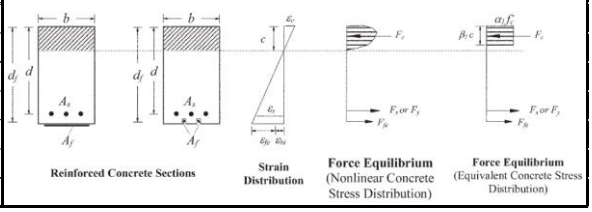
7.7.1 Concreto construido en sitio (no preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él ..... 70 mm

(b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:
- Barras de 3/4" y mayores ..... 50 mm
- Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas ..... 40 mm

(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
- Losas, muros, viguetas:
  - Barras de 1 11/16" y 2 1/4" ..... 40 mm
  - Barras de 1 3/8" y menores ..... 20 mm
- Vigas y columnas:
  - Armadura principal, estribos y espirales ..... 40 mm



- **Paso 2: Cálculos preliminares**

Los cálculos preliminares involucran el cálculo de las cuantías de refuerzo ordinario (ρ_s) y del compuesto polimérico (ρ_f). Asimismo, se determina la localización del eje neutro agrietado (x) a fin de cuantificar el momento de inercia de la sección agrietada (I_{cr}). Este parámetro reológico resulta indispensable para evaluar el cumplimiento de los estados límites de servicio, estimar las deflexiones instantáneas y diferidas, y modelar con precisión la transferencia de esfuerzos preexistentes. Por tanto, la Figura 30 sintetiza el presente paso.

Figura 30

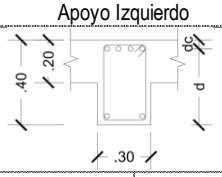
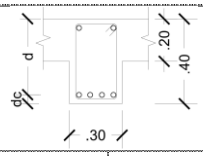
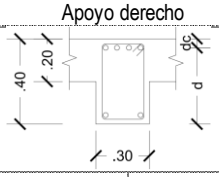
Cálculos preliminares para el reforzamiento con CFRP

2do. Cálculos preliminares

Step 2—Preliminary calculations

Calculate A_f using the known, net-fiber area ply thickness: $A_f = nt_f w_f$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \qquad \rho_s = \frac{As}{b * d} \qquad I_{cr} = I_{\text{concreto}} + I_{\text{acero}} \qquad I_{cr} = \left[\frac{b \cdot x^3}{3}\right] + [n_s A_s \cdot (d - x)^2] \qquad \frac{b \cdot x^2}{2} = n_s \cdot A_s \cdot (d - x)$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
Sección transversal						
wf (Ancho de capa de CFRP)	300.00	mm	300.00	mm	300.00	mm
Af (Área del refuerzo con CFRP)	1800.00	mm2	1800.00	mm2	1800.00	mm2
ρf (Cuantía de CFRP)	0.01760	adimensional	0.01760	adimensional	0.01760	adimensional
N° Varillas (tracción)	4.00	3/4 plg	4.00	3/4 plg	4.00	3/4 plg
As: A. Tracción	1136.00	mm2	1136.00	mm2	1136.00	mm2
ρs (Cuantía de acero)	0.0111	adimensional	0.0111	adimensional	0.0111	adimensional
x (Localización E.N. agrietado)	125.398	mm	125.398	mm	125.398	mm
Icr	705605977.18	mm4	705605977.18	mm4	705605977.18	mm4

- **Paso 3: Determinar el estado de deformación existente**

Esta fase evalúa la condición de deformación elástica latente, caracterizada por un elemento que ya soporta solicitaciones de carga muerta y carga viva persistentes, mediante el cálculo del factor de profundidad elástica del eje neutro (k). Luego, se procesan los momentos flectores por carga muerta (M_{DL}) obtenidos del análisis estructural en los apoyos y centro de la luz a fin de aislar a deformación inicial del intradós de la viga (ε_{bi}) (Véase la Figura 31).

Figura 31

Determinación de la deformación existente en la viga

3ro. Determinar el estado de deformación existente

Step 3—Determine the existing state of strain on the soffit

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr} E_c} \qquad k = \sqrt{(\rho_s \cdot n)^2 + 2(\rho_s \cdot n)} - (\rho_s \cdot n)$$

Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
MDL						
	16997.87	kN-mm	16256.48	kN-mm	15797.53	kN-mm
k	0.368	adimensional	0.368	adimensional	0.368	adimensional
εbi	0.000319	adimensional	0.000305	adimensional	0.000296	adimensional

- **Paso 4: Determinar la deformación de diseño del sistema CFRP**

Esta fase evalúa el límite de deformación efectiva del sistema de reforzamiento, considerando que la falla por pérdida de adherencia suele ocurrir a niveles de deformación menores que la capacidad de ruptura última del material. En ese sentido, se calcula la deformación límite de diseño (ε_{fd}) a fin de establecer el techo cinemático del CFRP, acotando el valor calculado a un umbral $0.9\varepsilon_{fu}$ para garantizar un factor de seguridad adecuado contra fallas frágiles. Por tanto, la Figura 32 sintetiza el presente paso.

Figura 32

Determinación de la deformación del sistema de reforzamiento con CFRP

4to. Determinar la deformación de diseño del sistema CFRP						
Step 4—Determine the design strain of the FRP system $\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu}$ (SI)						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
0.9*εfu	0.0114	0.0027<0.0114	0.0114	0.0027<0.0114	0.0114	0.0027<0.0114
εfd	0.0027	Cumple	0.0027	Cumple	0.0027	Cumple

- **Paso 5: Estimar la profundidad hasta el eje neutro (c)**

Se introduce el procedimiento iterativo para resolver la incompatibilidad geométrica-tensional originada al incorporar un material compuesto de comportamiento lineal-elástico a la sección de concreto armado. En ese sentido, tal como se observa en la Figura 33, se establece una estimación inicial razonable de $c_{asumido} = 0.20d$, equivalente al veinte por ciento del peralte efectivo del acero de refuerzo traccionado.

Figura 33

Estimación de la profundidad (c) hasta el eje neutro (E.N.) de la viga

5to. Estimar la profundidad hasta el eje neutro (c)						
Step 5—Estimate *c*, the depth to the neutral axis A reasonable initial estimate of c is $0.20d$. The value of the c is adjusted after checking equilibrium. $c = 0.20d$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
c (asumido)	68.19	mm	191.55	mm	191.85	mm

- **Paso 6: Determinar el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de CFRP y la deformación del concreto**

Esta fase establece determinar las deformaciones de la sección compuesta, como la deformación efectiva del CFRP (ε_{fe}) y la deformación última del concreto (ε_c). Para ello, se aplica el control de adherencia del CFRP, considerando el umbral admisible por delaminación (ε_{fd}). De superarse dicho límite, se toma en consideración la igualdad de valores para el ε_{fe} y ε_{fd}. Por tanto, la Figura 34 sintetiza el presente paso.

Figura 34

Determinación del nivel de deformación efectiva en el CFRP y el concreto de la viga

6to. Determinar el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de CFRP y la deformación del concreto						
Step 6—Determine the effective level of strain in the FRP reinforcement $\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{d_f - c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \le \varepsilon_{fd}$ $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
εfd	0.0027	0.0143>0.0027	0.0027	0.0143>0.0027	0.0027	0.0143>0.0027
εfe	0.0143	No cumple	0.0030	No cumple	0.0030	No cumple
εfe	0.0027	Usar	0.0027	Usar	0.0027	Usar
εc	0.0006	adimensional	0.0028	adimensional	0.0028	adimensional

- **Paso 7: Calcular la deformación en el acero de refuerzo existente**

Esta fase establece determinar la deformación del acero de refuerzo traccionado (ε_s) a fin de contrastarlo con su deformación de fluencia de diseño (ε_y). Esta verificación tensional, tal como se ilustra en la Figura 35, es el único mecanismo que permite discernir si el acero ha plastificado eficientemente o si permanece en rango elástico.

Figura 35

Determinación de la deformación en el acero de refuerzo existente de la viga

7mo. Calcular la deformación en el acero de refuerzo existente						
Step 7—Calculate the strain in the existing reinforcing steel $\varepsilon_s = (\varepsilon_{fc} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right)$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
εs	0.0025	adimensional	0.0022	adimensional	0.0022	adimensional

- **Paso 8: Calcular el nivel de tensión en el acero de refuerzo y el CFRP**

Esta fase determina el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo, el cual se calcula bajo un modelo elasto-plástico perfecto ($f_s = E_s\varepsilon_s$). Por consiguiente, impone como límite rígido el esfuerzo de fluencia nominal (f_y) cuando la deformación calculada supera el umbral elástico. En contraposición, el esfuerzo efectivo en las láminas de CFRP se determina mediante una relación lineal elástica continua hasta la falla ($f_{fe} = E_f\varepsilon_{fe}$), dada la ausencia de una meseta de fluencia en los materiales compuestos. En ese sentido, la Figura 36 sintetiza el presente paso.

Figura 36

Cálculo del nivel de esfuerzos en el acero y el CFRP de la viga

8vo. Calcular el nivel de tensión en el acero de refuerzo y el CFRP.						
Step 8—Calculate the stress level in the reinforcing steel and FRP $f_s = E_s\varepsilon_s \le f_y$ $f_{fe} = E_f\varepsilon_{fe}$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
fs	0.5023	0.5023>0.4200	0.4360	0.5000>0.4200	0.4345	0.5000>0.4200
fy	0.4200	No cumple	0.4200	No cumple	0.4200	No cumple
Usar fs = fy	0.4200	kN/mm2	0.4200	kN/mm2	0.4200	kN/mm2
ffe	0.1998	kN/mm2	0.1998	kN/mm2	0.1998	kN/mm2

- **Paso 9: Calcular las resultantes de la fuerza interna y comprobar el equilibrio**

Esta fase permite cuantificar los factores de intensidad (α_1) y profundidad (β_1), los cuales se formulan en función de la deformación última del concreto (ε_c) y la deformación de referencia asociada a la resistencia máxima (ε'_c). Esto permite calcular la profundidad de un nuevo eje neutro calculado ($c_{calculado}$). A partir de ello, tal como se observa en la Figura 37, es posible verificar el equilibrio estático de fuerzas axiales internas mediante la confrontación del valor calculado con el asumido inicialmente.

Figura 37

Cálculo de la fuerza resultante y comprobación del equilibrio estático en la viga

9no. Calcular las resultantes de la fuerza interna y comprobar el equilibrio						
Step 9—Calculate the internal force resultants and check equilibrium $\beta_1=\frac{4\varepsilon'_c-\varepsilon_c}{6\varepsilon'_c-2\varepsilon_c}$ $\alpha_1=\frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c-\varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon'^2_c}$ $\varepsilon'_c=\frac{1.7f'_c}{E_c}$ $c=\frac{A_s f_s+A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c\beta_1 b}$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
β1	0.6918	adimensional	0.8997	adimensional	0.8998	adimensional
α1	0.4936	adimensional	0.8106	adimensional	0.8105	adimensional
ε'c	0.0016	adimensional	0.0016	adimensional	0.0016	adimensional
c (calculado)	418.51	mm	195.96	mm	195.97	mm

- **Paso 10: Ajustar "c" hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas**

En caso existe discrepancia numérica entre $c_{asumido}$ y $c_{calculado}$, esta fase procede a recalibrar el valor de la profundidad del eje neutro (c) mediante métodos numéricos de aproximación. En cada iteración, la variación de *c* modifica, simultáneamente, las deformaciones del sistema de CFRP (ε_{fe}), del concreto comprimido (ε_c) y del acero longitudinal (ε_c), actualizando los esfuerzos constitutivos (f_{fe} y f_s) y los coeficientes de intensidad geométrica del bloque de compresiones (α_1 y β_1). Este procedimiento, tal como se ilustra en la Figura 38, finaliza al validar la profundidad del eje neutro ($c_{iterado}$) según las solicitaciones impuestas inicialmente.

Figura 38

Ajuste del valor de "c" con iteraciones para alcanzar el equilibrio estático de fuerzas

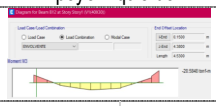
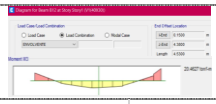
10mo. Ajustar "c" hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
εfd	0.0027	0.0030>0.0027	0.0027	0.0030>0.0027	0.0027	0.0030>0.0027
εfe	0.0030	No cumple	0.0030	No cumple	0.0030	No cumple
εfe	0.0027	Usar	0.0027	Usar	0.0027	Usar
εc	0.0028	adimensional	0.0028	adimensional	0.0028	adimensional
εs	0.0022	adimensional	0.0022	adimensional	0.0022	adimensional
β1	0.8995	adimensional	0.8997	adimensional	0.8998	adimensional
α1	0.8109	adimensional	0.8106	adimensional	0.8105	adimensional
ffe	0.1998	kN/mm2	0.1998	kN/mm2	0.1998	kN/mm2
c (Iterado)	195.93	mm	195.96	mm	195.97	mm

- **Paso 11 y 12: Calcular los componentes de resistencia a la flexión (Mns y Mnf) y la resistencia de diseño**

Esta agrupación de pasos, cuantifica, de manera independiente, el aporte de momento nominal del acero (M_{ns}) y del polímero compuesto (M_{nf}). A partir de ello, se determina la resistencia de diseño a flexión minorada (ΦM_n) mediante la aplicación combinada del factor de reducción de resistencia general (Φ = 0.90) y el factor de reducción por confiabilidad del CFRP (Ψ = 0.85). Posteriormente, este se contrasta con las demandas de la envolvente de momentos actuantes (M_u), obtenidos mediante el análisis estructural en el software ETABS, en los apoyos y el centro de la luz para validar la sección reforzada, según se observar en la Figura 39.

Figura 39

Cálculo de los componentes resistentes a flexión y del reforzamiento con CFRP en la viga

11vo. y 12vo. Calcular los componentes de resistencia a la flexión (Mns y Mnf) y la resistencia de diseño						
Step 11—Calculate flexural strength components $M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$ $M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$ **Step 12—Calculate design flexural strength of the section** The design flexural strength is calculated using Eq. (10.2.10d). An additional reduction factor, ψ_f = 0.85, is applied to the contribution of the FRP system. $\phi M_n = \phi[M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
Mu (Envolvente)						
	201.868	kN-m	200.671	kN-m	202.248	kN-m
Mns	136.56	kN-m	136.54	kN-m	136.53	kN-m
Mnf	112.15	kN-m	112.14	kN-m	112.14	kN-m
Ψf	0.85	adimensional	0.85	adimensional	0.85	adimensional
Φ	0.90	adimensional	0.90	adimensional	0.90	adimensional
ΦMn	208.700	kN-m	208.675	kN-m	208.663	kN-m
Reforzamiento con CFRP	208.700>201.868	Cumple	208.675>200.671	Cumple	208.663>202.248	Cumple

- **Paso 13: Verificar las tensiones de servicio en el acero de refuerzo y el CFRP**

Esta fase constituye el control de las condiciones elásticas de operabilidad y durabilidad de la viga reforzada bajo solicitaciones de servicio. Por ello, según se ilustra en la Figura 40, se calcula la profundidad del eje neutro elástico agrietado en servicio (kd). A partir de esta configuración geométrica y bajo el momento flector de servicio (M_s), se determina el esfuerzo actuante en el acero longitudinal ($f_{s,s}$). Posteriormente, se verifica que este valor no exceda el ochenta por ciento de su límite de fluencia nominal ($f_{s,s} \leq 0.80 f_y$). Este umbral normativo previene la deformación plástica irreversible de las barras de acero y controla el ancho de fisuras bajo cargas permanentes, salvaguardando la integridad estructural-reológica y la transferencia de esfuerzos en el sistema viga-CFRP.

Figura 40

Verificación de las tensiones de servicio en el acero y el CFRP a instalarse en la viga

13vo. Verificar las tensiones de servicio en el acero de refuerzo y el CFRP						
Step 13—Check service stresses in the reinforcing steel and the FRP. $k=\sqrt{\left(\rho_s\frac{E_s}{E_c}+\rho_f\frac{E_f}{E_c}\right)^2+2\left(\rho_s\frac{E_s}{E_c}+\rho_f\frac{E_f}{E_c}\frac{d_f}{d}\right)}-\left(\rho_s\frac{E_s}{E_c}+\rho_f\frac{E_f}{E_c}\right)$ $f_{s,s}=\frac{\left[M_s+\varepsilon_{bi}A_fE_f\left(d_f-\frac{kd}{3}\right)\right](d-kd)E_s}{A_sE_s\left(d-\frac{kd}{3}\right)(d-kd)+A_fE_f\left(d_f-\frac{kd}{3}\right)(d_f-kd)}$ $f_{s,s}\le 0.80f_y$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
k	0.45	adimensional	0.45	adimensional	0.45	adimensional
kd	154.71	mm	154.71	mm	154.71	mm
Ms (Momento por servicio)	71082.11	kN-mm	73905.63	kN-mm	72397.11	kN-mm
fs,s	135.93	N/mm2	139.40	N/mm2	136.38	N/mm2
0.80fy	336.00	N/mm2	336.00	N/mm2	336.00	N/mm2
fs,s≤0.80fy	135.93≤336.00	Cumple	139.40≤336.00	Cumple	136.38≤336.00	Cumple

- **Paso 14: Verificar del límite de rotura por fluencia (creep) en servicio del CFRP**

Esta fase constituye el último filtro de seguridad mecánica, ya que evalúa las tensiones elásticas sostenidas y cíclicas en el polímero compuesto ($f_{f,s}$), bajo condiciones de servicio, para prevenir la falla por *creep* a lo largo de la vida útil de la estructura. Por ello, en base a los módulos elásticos del concreto (E_c) y el polímero (E_f), así como la geometría de la sección agrietada (kd), se determina el nivel de esfuerzo actuante en el compuesto de carbono ($f_{f,s}$). Posteriormente, este estado tensional se contrasta con el límite de fatiga y fluencia lenta de las fibras de carbono, establecido en el cincuenta y cinco por ciento de su resistencia de diseño ($f_{f,s} \le 0.80f_y$). En ese sentido, la Figura 41 sintetiza el último paso normativo.

Figura 41

Verificación del creep en servicio del CFPR a instalarse en la viga

14vo. Verificación del límite de rotura por fluencia (creep) en servicio del CFRP						
Step 14—Check creep rupture limit at service of the FRP $f_{f,s}=f_{s,s}\left(\frac{E_f}{E_s}\right)\left(\frac{d_f-kd}{d-kd}\right)-\varepsilon_{bi}E_f$ Sustained plus cyclic stress limit = $0.55f_{fu}$						
Ubicación	Apoyo Izquierdo		Centro de la luz		Apoyo derecho	
ff,s	42.09	N/mm2	44.77	N/mm2	43.95	N/mm2
0.55ffu	501.60	N/mm2	501.60	N/mm2	501.60	N/mm2
ff,s≤0.55ffu	42.09≤501.60	Cumple	44.77≤501.60	Cumple	43.95≤501.60	Cumple

3.3.2.2 Diseño del refuerzo por flexión con CFRP

La propuesta de reforzamiento estructural por flexión con CFRP, para la viga IVI, finaliza con el diseño elaborado en AutoCAD, según se observa en las Figuras 42 y 43. En ese sentido, bajo los lineamientos del ACI 440.2R, la intervención estructural sobre este elemento estructural (0.30x0.40 m) se divide en tres secciones de control. Las zonas de momento negativo, en los apoyos (A-A y C-C), se refuerzan exteriormente en su cara superior con 6 capas de CFRP (100x30 cm), mientras que la zona de momento positivo, en

el centro de la luz (B-B), se refuerza en el intradós con 6 capas de CFRP (283x30 cm). Finalmente, según la verificación de estados límites últimos, se valida la viabilidad del diseño al garantizar que la resistencia nominal minorada (ΦM_n) supera a la envolvente actuante (M_u), tal como se observa en la Figura 39.

Figura 42

Vista longitudinal del diseño propuesto para el refuerzo por flexión con CFRP en viga IVI

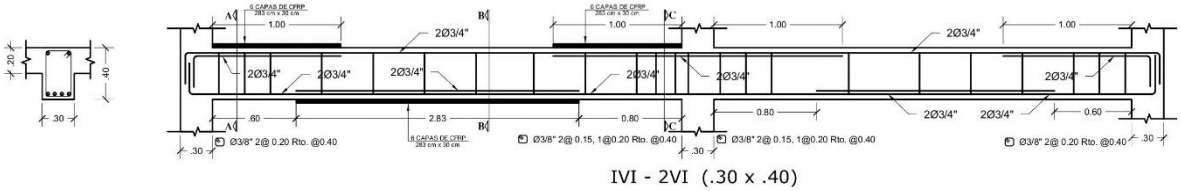
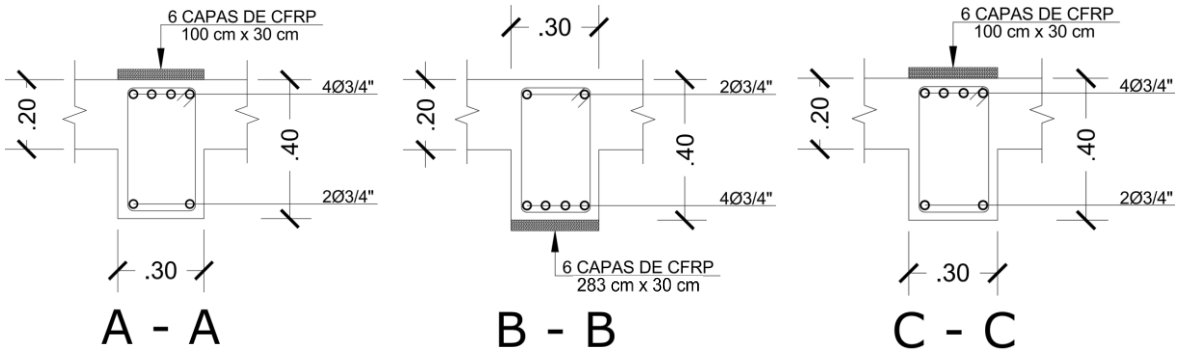


Figura 43

Vista en corte del diseño propuesto para el refuerzo por flexión con CFRP en viga IVI



3.3.2.3 Cálculo del refuerzo por cortante con CFRP

El reforzamiento por esfuerzo cortante mediante el CFRP se implementa con el fin de incrementar la capacidad portante de las vigas ante solicitaciones de corte y, fundamentalmente, para evitar una falla de tipo frágil, garantizando que el mecanismo de colapso de la estructura sea controlado por la flexión. De acuerdo con las directrices del ACI 440.2R-17, la resistencia nominal a corte de una sección reforzada (ΦVn), se determina mediante la suma de los aportes del concreto (Vc), del acero de refuerzo transversal existente (Vs) y de la contribución adicional del sistema de fibra de carbono. A continuación, se presenta los pasos para obtener la contribución de la fibra.

- **Paso 1: Calcular propiedades mecánicas de diseño con CFRP y otros datos**

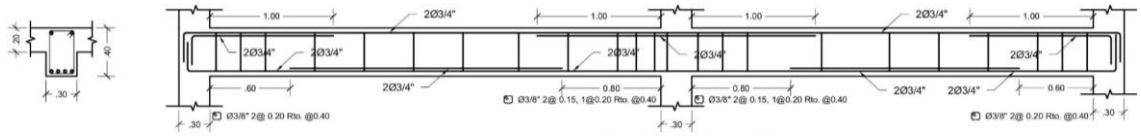
Basándose en las ecuaciones de la normativa, se determinaron las propiedades mecánicas del CFRP, específicamente la deformación unitaria última (ε_{fu}) y la resistencia última a la tracción (f_{fu}), para ambos apoyos de la viga. Este cálculo integró el factor de reducción

ambiental (C_E) de 0.95, debido a las condiciones de exposición de la estructura. Asimismo, la recopilación de los parámetros geométricos (*bw*, *d*, *h*) y mecánicos (*f'c*, *fy*) de la viga, junto con las propiedades nominales del material de refuerzo (como E_f, ε_{fu}*, f_{fu}*) variables que se detallan de forma integral en la sección de datos preliminares en la Figura 44, con el objetivo de obtener la resistencia nominal de la viga VI.

Figura 44

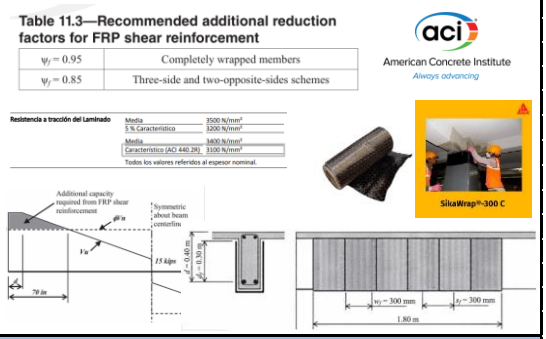
Datos de entrada y obtención de las propiedades mecánicas del material

ANÁLISIS DE VIGA POR CORTE



IVI - 2VI (.30 x .40)

DATOS				ACI 440.2R-17
Módulo de elasticidad del FRP	*Ef*	310,000	N/mm2	
Deformación última de ruptura del FRP	*εfu*	0.015	mm/mm	
Espesor nominal de una de FRP	*tf*	0.166	mm	
Tensión última	*ffu*	3,100	N/mm2	
Coeficiente ambiental de reducción	*CE*	0.95	adimensional	
Peralte efectivo del FRP por cortante	*dfv*	300	mm	
Ángulo de inclinación de las fibras	α	90°		
Ancho del alma de la viga	*bw*	300	mm	
Peralte total de la viga	*h*	400	mm	
Peralte efectivo de la viga	*d*	340.95	mm	
Resistencia a compresión del concreto	*f'c*	19.50	N/mm2	
Resistencia a la fluencia del acero	*fy*	420.00	Mpa	
Factor de reducción	ϕ	0.75		
Factor de reducción	*ψ*	0.85		



1ro. Calcular las propiedades del material de diseño							
Ubicación	Apoyo Izquierdo			Apoyo Derecho			$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$
Deformación unitaria última del CFRP	εfu=	0.014	mm/mm	εfu=	0.014	mm/mm	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$
Resistencia última a la tracción del CFRP	*ffu*=	2,945.00	N/mm2	*ffu*=	2,945.00	N/mm2	
	ffu=	2.95	kN/mm2	*ffu*=	2.95	kN/mm2	

- **Paso 2: Calcular el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de cortante de CFRP**

Tras consolidar los datos iniciales, el segundo paso se enfoca en determinar la deformación efectiva de diseño (ε_{fe}). Como se detalla en la Figura 45, este análisis preliminar requiere cuantificar la longitud de adherencia activa (*Le*) y aplicar los factores correspondientes a la resistencia del concreto (k_1) y a la geometría de la envoltura en U (k_2), con el fin de obtener el coeficiente de reducción por adherencia (k_v) y definir la deformación efectiva de diseño.

Figura 45

Cálculos preliminares: Nivel de deformación efectiva del refuerzo

2do. Calcular el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de cortante de CFRP							
Longitud de Adherencia Activa (Le)	Le=	0.34	mm	Le=	0.41	mm	$L_e = \frac{416}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}}$
Factor por resistencia de concreto (k1)	*k1*=	0.181		*k1*=	0.181		$k_1 = \left(\frac{f'c}{254}\right)^{2/3}$
Factor geométrico por envoltura en U (k2)	*k2*=	0.999		*k2*=	0.999		$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}}$
Coeficiente de reducción por adherencia (Kv)	kv=	0.00037		kv=	0.00043		$k_v = \frac{K_1 k_2 L_e}{11{,}910\varepsilon_{fu}} \le 0.75$
Deformación efectiva de Diseño (εfe)	εfe=	0.000005	mm/mm	εfe=	0.000006	mm/mm	$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \le 0.004$

- **Paso 3: Calcular el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de cortante de CFRP**

Con la deformación efectiva ya definida, el tercer paso consiste en determinar cuantitativamente la contribución del refuerzo de CFRP a la resistencia al corte de la viga (V_f). Siguiendo el procedimiento normativo detallado en la Figura 46, primero se calcula el área geométrica del refuerzo (A_{fv}) considerando el ancho de la tira (w_f), el espaciamiento (s_f) y el número de capas (n). Posteriormente, mediante la ley de Hooke, se obtiene la tensión efectiva del polímero (f_{fe}) para finalmente evaluar el aporte neto del material compuesto a través de la formulación que integra la inclinación de las fibras (α) y el peralte efectivo del corte (d_{fv}).

Figura 46

Cálculo de la contribución del refuerzo de CFRP

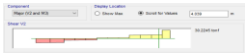
PASO 3. Calcular la contribución del refuerzo de CRFP a la Resistencia al Corte								
Ubicación	Apoyo Izquierdo				Apoyo Derecho			$A_{fv} = 2nt_f w_f$ $f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$ $V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f}$
Ancho de la tira de FRP	*wf=*	300.00	mm		*wf=*	300.00	mm	
Espaciamiento entre tiras de FRP	*sf=*	300.00	mm		*sf=*	300.00	mm	
Número de capas	*n=*	4			*n=*	3		
Área de refuerzo de corte del FRP	Afv=	398.40	mm^2		Afv=	298.80	mm^2	
Tensión efectiva en el FRP	*ffe=*	961.00	N/mm2		*ffe=*	961.00	N/mm2	
Contribución del refuerzo de corte del FRP	Vf=	382,862.40	N		Vf=	287,146.80	N	
	Vf=	**382.86**	**kN**		**Vf=**	**287.15**	**kN**	

- **Paso 4: Calcular la resistencia al corte de la sección con la resistencia del CFRP**

Como paso final del procedimiento, se determina la resistencia total al corte de la sección reforzada para verificar si es capaz de soportar las solicitudes de carga. Según se detalla en la Figura 47, este análisis consolida la demanda actuante de diseño (Vu), obtenida por ETABS, y la contrasta contra la resistencia nominal reducida de la sección (ΦVn). Esta última se calcula mediante la sumatoria del aporte del concreto (Vc), el acero de refuerzo transversal (Vs) y la contribución afectada por el factor de reducción de la fibra ($\psi_f V_f$), asegurando mediante la condición $\Phi Vn > Vu$ que el diseño cumple con las exigencias estructurales tanto en el apoyo izquierdo como en el derecho.

Figura 47

Cálculo de la resistencia al corte de la sección con la resistencia de la fibra

PASO 4. CALCULAR LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA SECCIÓN								
Ubicación	Apoyo Izquierdo				Apoyo Derecho			Apoyo Izquierdo  Apoyo Derecho  $\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f)$
Demanda actuante de diseño	Vu=	35.0516	tnf		Vu=	30.2245	tnf	
	Vu=	35,051.60	kgf		Vu=	30,224.50	kgf	
	Vu=	**343.74**	**kN**		**Vu=**	**296.40**	**kN**	
Resistencia al corte del concreto	Vc=	10,314.00	kgf		Vc=	6,901.00	kgf	
	Vc=	101.15	kN		Vc=	67.68	kN	
Resistencia al corte del acero	Vs=	10,239.00	kgf		Vs=	13,652.00	kgf	
	Vs=	100.41	kN		Vs=	133.88	kN	
Resistencia al corte de la sección	**ϕVn=**	**395.24**	**kN**		**ϕVn=**	**334.22**	**kN**	
	ϕVn>Vu	395.24>343.74	**CUMPLE**		ϕVn>Vu	334.22>296.40	**CUMPLE**	

3.3.2.4 Diseño del refuerzo por cortante con CFRP

La propuesta de reforzamiento estructural por cortante con CFRP para la viga VI finaliza con el diseño detallado en AutoCAD, el cual se presenta en las Figuras 48 y 49. En ese sentido, bajo los lineamientos de la normativa ACI 444.2R-17, la intervención se concentra en zonas críticas de los apoyos mediante un esquema de envoltura de 3 caras (U-wrap). Para el sector del apoyo izquierdo (Corte A-A), la demanda se mitiga mediante la aplicación de 4 capas de CFRP distribuidas en una longitud de 60 cm y una altura de ala de 20 cm, ambos con un ancho de banda de 30 cm. Por su parte, en el sector del apoyo derecho (Corte C-C), se rigidiza externamente con la disposición de 3 capas de CFRP distribuidas a lo largo de 80 cm de longitud y 20 cm de altura, manteniendo el mismo ancho de banda de 30 cm. Finalmente, la viabilidad de esta configuración geométrica se valida al garantizar que la resistencia nominal de la cortante (ΦVn), que integra el aporte del concreto (Vc), el acero transversal (Vs) y el compuesto de fibra (Vf), supera la envolvente de fuerza cortante actuante (Vu).

Figura 48

Vista longitudinal del diseño propuesto para el refuerzo por corte con CFRP en viga IVI

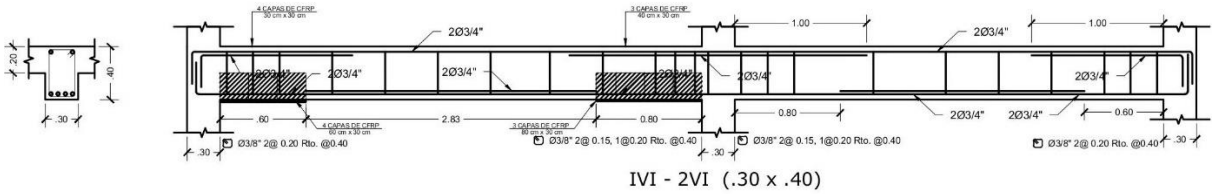
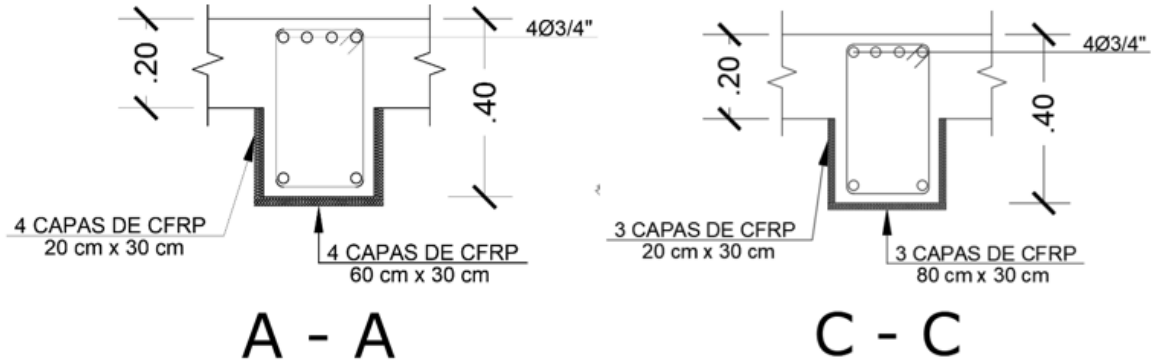


Figura 49

Vista en corte del diseño propuesto para el refuerzo por corte con CFRP en viga IVI



3.4 Interpretación de los Resultados

Los indicadores de desempeño, detallados en la Tabla 1, permiten establecer los resultados de la edificación existente de uso mixto para su situación actual de cinco niveles y de diseño original de tres pisos, a partir de los planos de diseño previos a la ampliación vertical. En ese sentido, evalúa de manera cuantitativa el impacto del incremento de masa y el cambio de ocupación sobre las propiedades mecánicas y cinemáticas del proyecto, contrastando los estados estructurales mediante los incisos presentados a continuación.

3.4.1 Indicador Momento resistente (ΦM_n)

Se analiza la capacidad nominal minorada a la flexión de la sección compuesta en las vigas del primer nivel. En la situación base, la viga IV1 registra una capacidad nominal minorada (ΦMn) de 121.25 kN-m en los apoyos y el centro de la luz, valores que cumplen el ACI 318S-14. Luego, para el reforzamiento del elemento horizontal en situación actual, fue necesario la aplicación de 6 capas de CFRP para superar la demanda de momentos actuantes (M_u). De este modo, se verifica el cumplimiento estructural en las tres secciones de la viga: 208.700 kN-m>201.868 kN-m (apoyo izquierdo), 208.663 kN>202.248 kN-m (apoyo derecho) y 208.675 kN-m>200.671 kN-m (centro de la luz). Estos resultados, tal como se exponen en la Tabla 6, indican el cumplimiento del déficit impuesto por el cambio de uso y la ampliación vertical de la edificación.

Tabla 6

Resultados para la capacidad resistente a flexión de la edificación

Ubicación	Apoyo izquierdo	Centro de la luz	Apoyo derecho
Momento resistente (3 pisos)	121.25 kN-m	121.25 kN-m	121.25 kN-m
Momento actuante	201.868 kN-m	200.671 kN-m	202.248 kN-m
Momento resistente compuesto (CFRP)	208.700 kN-m	208.675 kN-m	208.663 kN-m
N° capas de CFRP	6	6	6
Meta		$\Phi M_n > M_u$ (Fuente: 440.2R-17, 2017)	
Condición	Cumple	Cumple	Cumple

3.4.2 Indicador Cortante resistente (ΦVn)

En primer lugar, se evaluó la resistencia nominal al corte original de la sección de concreto armado, valor condicionado por la resistencia del concreto y el aporte de los estribos existentes según el ACI 318S-14 (ϕVn=Vc+Vs). La sección de viga IV1 de 30x40 cm registra un valor de 151.17 kN en ambos apoyos, se evidencia que la sección original no es capaz de absorber las demandas de diseño. Luego, para el reforzamiento del elemento horizontal frente a las demandas de fuerza cortante (V_u) en la situación actual, fue necesaria la aplicación de capas de CFRP en configuración continua de U-wrap (w_f = s_f = 300 mm). De este modo, se verifica el cumplimiento estructural en los sectores críticos de la viga: en el apoyo izquierdo, la aplicación de 4 capas permitió alcanzar una capacidad compuesta de 395.24 kN > 343.74 kN (Vu), mientras que en el apoyo derecho bastó con la implementación de 3 capas para obtener una resistencia de 334.22 kN > 296.40 kN (Vu). Estos resultados, como se presenta en la Tabla 7, indican el cumplimiento del déficit impuesto por el cambio de uso y la ampliación vertical de la edificación.

Tabla 7

Resultados para la capacidad resistente a cortante de la edificación

Ubicación	Apoyo Izquierdo	Apoyo Derecho
Resistencia Nominal de Corte (3 pisos)	151.17 kN	151.17 kN
Demanda actuante (V_u)	343.74 kN	296.40 kN
Capacidad resistente compuesto (ϕV_n)	395.24 kN	334.22 kN
N° capas de CFRP	4	3
Meta	$\Phi V_n > V_u$ (Fuente: 440.2R-17, 2017)	
Condición	Cumple	Cumple

Nota. Se empleó un factor de reducción ambiental CE = 0.95 (ambiente interior protegido) y un factor de reducción adicional para sistemas en "U" de ψ = 0.85.

3.4.3 Índice de rigidez (H_0/T)

Se evalúa la capacidad de oposición de la estructura frente a las deformaciones laterales causadas por las fuerzas sísmicas mediante la metodología de Guendelman (2010). Para la situación actual de la edificación, los valores calculados del índice de rigidez, en las

direcciones X e Y, son de 41.42 m/s y 48.63 m/s respectivamente. Según se ilustra en la Tabla 8, ambos resultados se sitúan dentro del intervalo de 40<x<70 m/s, clasificando a la estructura de cinco niveles como normalmente rígida.

Tabla 8

Resultados para el índice de rigidez de la edificación en su situación actual

Dirección de análisis	**X**	**Y**
Índice de rigidez (H_0/T)	41.42 m/s	48.43 m/s
Meta	40<x<70 (Fuente: Guendelman, 2010)	
Condición	Cumple	Cumple

3.4.4 Derivas de entrepiso (Δ)

Los desplazamientos relativos de entrepiso (Δ) obtenidos mediante el análisis sísmico se consolidan en la Tabla 9, evaluados bajo las exigencias de la norma técnica peruana NTE E.030. En la dirección X, la edificación satisface el límite elástico permisible al registrar una deriva máxima de 0.004403 en el Nivel 2, situándose por debajo del umbral normativo de 0.005. No obstante, en la dirección Y, la estructura experimenta una excesiva flexibilidad lateral que se traduce en una deriva máxima de 0.006132 en el Nivel 3. Al sobrepasar el límite máximo de 0.005 estipulado por la NTE E.030 para sistemas de albañilería confinada, la estructura incurre en una condición de "No cumple", lo que invalida su seguridad ante solicitaciones sísmicas severas en dicha dirección.

Tabla 9

Resultados para las derivas de entrepiso (Δ) de la edificación en su situación actual

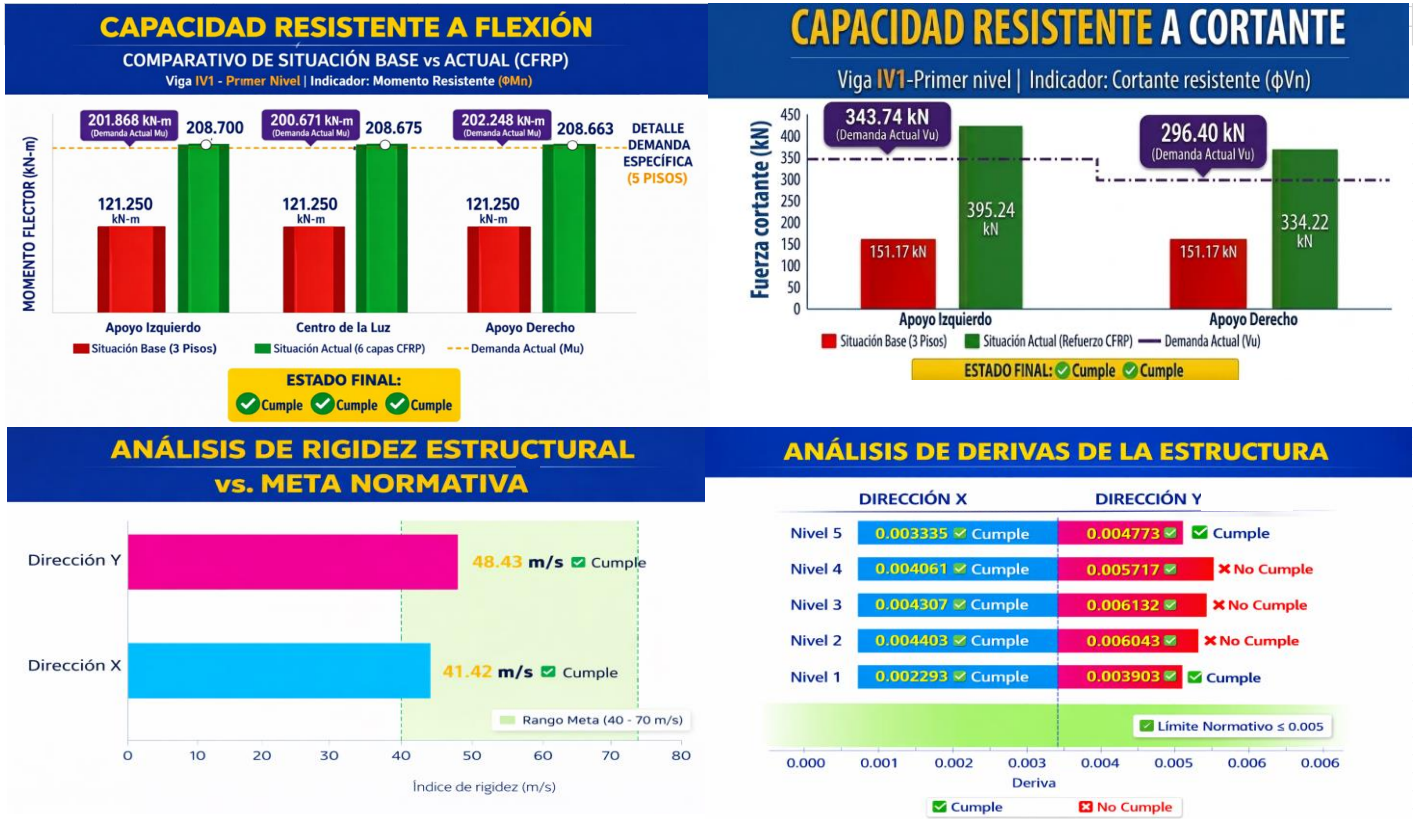
Dirección de análisis	**Dirección X**	**Dirección Y**
Derivas	0.003335 (Nivel 5)	0.004773 (Nivel 5)
	0.004061 (Nivel 4)	0.005717 (Nivel 4)
	0.004307 (Nivel 3)	0.006132 (Nivel 3)
	0.004403 (Nivel 2)	0.006043 (Nivel 2)
	0.002293 (Nivel 1)	0.003903 (Nivel 1)
Meta	Δ < 0.005 (Fuente: E.030, 2026)	
Condición	Cumple	No cumple

3.4.5 Análisis comparativo de resultados

Tras exponer los resultados derivados de los indicadores de desempeño para la edificación en sus condiciones base de tres niveles y actual de cinco, se sintetiza la evaluación comparativa mediante la Figura 50. Este análisis contrasta los parámetros mecánicos y cinemáticos presentados en las tablas 6, 7, 8 y 9, permitiendo determinar el impacto de la ampliación y validar la eficacia de la estrategia de reforzamiento implementada.

Figura 50

Análisis comparativo de resultados según indicadores de medición



4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- A partir de la recopilación de información de la edificación multifamiliar, se identificó que la principal problemática asociada al cambio de uso radica en el aumento de solicitudes de carga (autoconstrucción de pisos superiores), lo cual pone en riesgo la habitabilidad estructural bajo las condiciones originales de diseño.
- Los resultados del análisis estructural mediante ETABS demostraron que los efectos del cambio de uso elevan significativamente las demandas. Específicamente, los esfuerzos de flexión registraron resultados de 20.58 tnf (apoyo izquierdo), 20.46 tnf (centro) y 20.62 tnf (apoyo derecho); mientras que las fuerzas cortantes máximas obtuvieron valores de 35.05 tnf y 30.22 tnf para el apoyo izquierdo y derecho, respectivamente, superando las condiciones originales de diseño.
- Al evaluar la condición base de la viga, se determinó que la capacidad resistente del detalle de refuerzo actual es insuficiente para absorber las nuevas demandas estructurales. El elemento, viga IV1, presenta un momento nominal resistente de solo 12.36 tnf en sus tres secciones críticos (apoyo izquierdo, centro y derecho) y una resistencia nominal al corte de 20.55 tnf en ambos extremos; valores que se encuentran notablemente por debajo de las solicitudes generadas por el cambio de uso. Por lo tanto, se validó la necesidad de proponer el reforzamiento de la viga.
- Se demostró que el refuerzo de fibra de Carbono (CFRP) aumenta la resistencia de la sección de la viga IV1 sometidas a flexión garantizando la seguridad ante una falla dúctil. Su diagnóstico inicial expuso la vulnerabilidad crítica por flexión a lo largo de toda su luz, donde el momento resistente nominal original (121.25 kN) era severamente superado por las demandas actuantes, generando un déficit del 66.5% en el apoyo izquierdo (Mu = 201.868 kN), del 65.5% en el centro de la luz (Mu = 200.671 kN) y del 66.8% en el apoyo derecho (Mu = 202.248 kN). Para revertir esta condición de falla, se diseñó un esquema de reforzamiento con CFRP basado en el ACI 440.2R-17. Con la aplicación uniforme de 6 capas de CFRP, las nuevas capacidades resistentes compuestas alcanzaron los 208.700 kN en el apoyo izquierdo, 208.675 kN en el centro de la luz y 208.663 en el apoyo derecho, superando las demandas actuantes en un 3.4%, 4.0% y 3.2% respectivamente.

- Se comprobó que el refuerzo de fibra de Carbono (CFRP) aumenta la resistencia de la sección de la viga sometidas a corte. El diagnóstico inicial expuso una vulnerabilidad crítica por cortante en los apoyos externos, donde la resistencia nominal original (151.17 kN) era severamente superada por las demandas actuantes, generando un déficit del 127% en el apoyo izquierdo (Vu = 343.74 kN) y del 96% en el apoyo derecho (Vu = 296.40 kN). Para revertir esta condición de falla, se diseñó un esquema de reforzamiento con CFRP basado en el ACI 440.2R-17. Con la aplicación de 4 capas en el apoyo izquierdo, la nueva capacidad resistente compuesta alcanzó los 395.24 kN, superando la demanda actuante en un 15%. De igual manera, en el apoyo derecho, la adición de 3 capas elevó la capacidad a 334.22 kN, rebasando la demanda actuante en un 12.7%. Estos resultados demuestran que el compuesto de fibra de carbono absorbe eficazmente los excesos de tensión diagonal.
- En conclusión, los resultados de diagnóstico de la rigidez califican positivamente a la edificación en ambas direcciones mostrando un resultado de “rigidez normal”. Mientras que el control normativo de las derivas de entrepiso de la Norma E.030 revela que la dirección X (Δ=0.004403) cumple con los lineamientos menor a 0.005, pero la dirección Y registra un valor máximo de Δ=0.006132. Esta condición de "No cumple" define el estado de vulnerabilidad de la vivienda actual, sirviendo como la justificación técnica esencial de este diagnóstico.

4.2 Recomendaciones

- Con el fin de mitigar el riesgo de falla por desprendimiento (debonding) del refuerzo externo, se recomienda realizar una preparación superficial que exponga al agregado grueso del concreto sin fisurarlo. De acuerdo con los lineamientos del ACI 440.2R, exige que el sustrato preparado alcance una resistencia mínima a la tracción por arranque (pull-off test), garantizando una falla cohesiva en el concreto y no una falla adhesiva en la interfaz. En ese sentido, la adherencia del epóxico es el factor crítico para asegurar la transferencia de esfuerzos viga-fibra.
- En las zonas de máximos momentos flectores o donde el espacio de desarrollo de la fibra sea limitado, se recomienda evaluar el diseño de anclajes mecánicos o platinas de fijación para evitar fallas prematuras por desprendimiento del CFRP (debonding), optimizando el uso del material.
- Se recomienda realizar un análisis de costo-beneficio comparando el uso de CFRP frente a métodos de reforzamiento tradicionales como el encamisado de concreto o adición de platinas de acero, evaluando no solo el costo material sino los tiempos de ejecución y el impacto en la arquitectura existente.
- Se recomienda extender el análisis de refuerzo a los elementos sometidos a flexocompresión, específicamente a las columnas de concreto armado. A diferencia de las vigas, donde el CFRP trabaja principalmente a tracción por flexión o cortante, en las columnas el polímero actúa como un sistema de confinamiento que incrementa la resistencia a la compresión.
- Se sugiere transferir los hallazgos del modelado analítico a un análisis estructural no lineal global de tipo Tiempo-Historia. Esto facilitará la evaluación de cómo afecta la reducción de ductilidad local en las vigas reforzadas con CFRP al comportamiento dinámico del edificio entero ante acelerogramas sísmicos reales, comprobando si la rigidez adicional modifica el periodo fundamental de la estructura o la disposición de las rótulas plásticas.

5 REFERENCIAS

Aceros Crea. (2025). *Acero de refuerzo: Tipos, especificaciones, tablas y normativa técnica*. https://aceroscrea.com/blog/acero-de-refuerzo/

Ali, J. İ., & Ünal, A. (2026). Experimental Investigation of the Effect of Reinforced Concrete Secondary Beams on Main Beams, Reinforcement Arrangement, and Strengthening with FRP Textile Types. International Journal of Civil Engineering. https://doi.org/10.1007/s40999-025-01181-2

American Concrete Institute. (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures* (ACI 440.2R-17). concrete.org

American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario* (ACI 318S-14/ACI 318SR-14). concrete.org

ASTM International. (2025). *Standard test method for rebound number of hardened concrete* (ASTM C805/C805M-25). astm.org

Belmonte Bordoll, J. (2025). Nuevos materiales en estructuras de la edificación: Materiales avanzados y su integración en el mundo estructural. https://upcommons.upc.edu/server/api/core/bitstreams/43fefe3e-458d-4c0b-8b2a-e5af023f9202/content

Bin Azuwa, S., & Bin Mat Yahaya, F. (2024, July 1). Experimental investigation and finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fibre reinforced polymer composite materials: A review. *Alexandria Engineering Journal*. Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.aej.2024.05.017

Castro, B & Perdomo, B. (2024). La autoconstrucción en la ciudad de Lima: hábito poblacional que configura el entorno urbano. *Dialnet*, (18), 15-29. https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9486312

Construyendo Seguro. (5 de marzo de 2026). Diferencias entre concreto armado y concreto simple. https://www.construyendoseguro.com/diferencias-entre-concreto-armado-y-concreto-simple/

Crisafulli, F. J., Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Vivienda de interés social en América Latina: Una guía para sistemas constructivos sismorresistentes. https://www.researchgate.net/publication/340439331_VIVIENDA_DE_INTERES_SOCIAL_EN_AMERICA_LATINA_UNA_GUIA_PARA_SISTEMAS_CONSTRUCTIVOS_SISMORRESISTENTES

Escamilla Hernández, L. A., & Ramírez de Alba, H. (2011). Rehabilitación para un cambio de uso y prolongación de la vida útil en edificaciones. Ingeniería, 15(1), 27-36. http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=46718150005

Federal Emergency Management Agency. (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* (Report No. FEMA-273). https://www.wbdg.org/FFC/DHS/ARCHIVES/FEMA273_NEHRP_Guidelines_for_the_Seismic_Rehabilitation_of_Buildings_1997.pdf

Gestión. (2025). *Autoconstrucción sin freno: estas son las dos zonas en el Perú que la sostendrán*. https://gestion.pe/economia/autoconstruccion-estara-dinamica-en-2026-que-zonas-lo-impulsaran-noticia/?ref=gesr

Instituto Nacional de Calidad. (2018). *Concreto. Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría)* (NTP 339.181:2018, 2.ª ed.). www.gob.pe

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R., & Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, *1*(3), 181–194. https://www.iec.cl/wp-content/uploads/2018/11/Publicaciones%20Tecnicas/65%20-%20Seismic%20Performance%20of%20High-rise%20Concrete%20Buildings%20in%20Chile.pdf

Maidi, M., Lifshitz Sherzer, G., & Gal, E. (s.f.). Multiscale Numerical Study of Enhanced Ductility Ratios and Capacity in Carbon Fiber-Reinforced Polymer Concrete Beams for Safety Design. Polymers, 17(234). https://doi.org/10.3390/polym17020234

Martínez Mendoza, R. (2015). Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al Cinturón de Fuego [Tesis de

pregrado, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú]. https://repositorio.unsch.edu.pe/items/dd992b33-bc89-4fe8-a91d-8bc04bfeca08

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Albañilería (Norma Técnica E.070). Reglamento Nacional de Edificaciones. https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Cargas (Norma Técnica E.020). Reglamento Nacional de Edificaciones. https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Concreto armado* (Norma Técnica E.060). Reglamento Nacional de Edificaciones. https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2026). *Diseño sismorresistente* (Norma Técnica E.030). Reglamento Nacional de Edificaciones. https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/9902957/8081915-nt-e-030-diseno-sismorresistente-2026.pdf?v=1777909403

Ospino, F., & Martínez, J. (2021). *Análisis de los efectos de la corrosión en el comportamiento estructural para una edificación aporticada convencional de concreto reforzado en Colombia* [Trabajo de grado, Universidad de la Costa]. Repositorio Institucional CUC. https://repositorio.cuc.edu.co/server/api/core/bitstreams/e60e1bd0-0b4e-46d1-aefe-a41b2eb13ec3/content

Prieto-Serrano, L. (2015). Método de la deformación unitaria para diseño de vigas rectangulares doblemente reforzadas. Revista Facultad de Ingeniería, *24*(40), 31–40. http://www.scielo.org.co/pdf/rfing/v24n40/v24n40a04.pdf

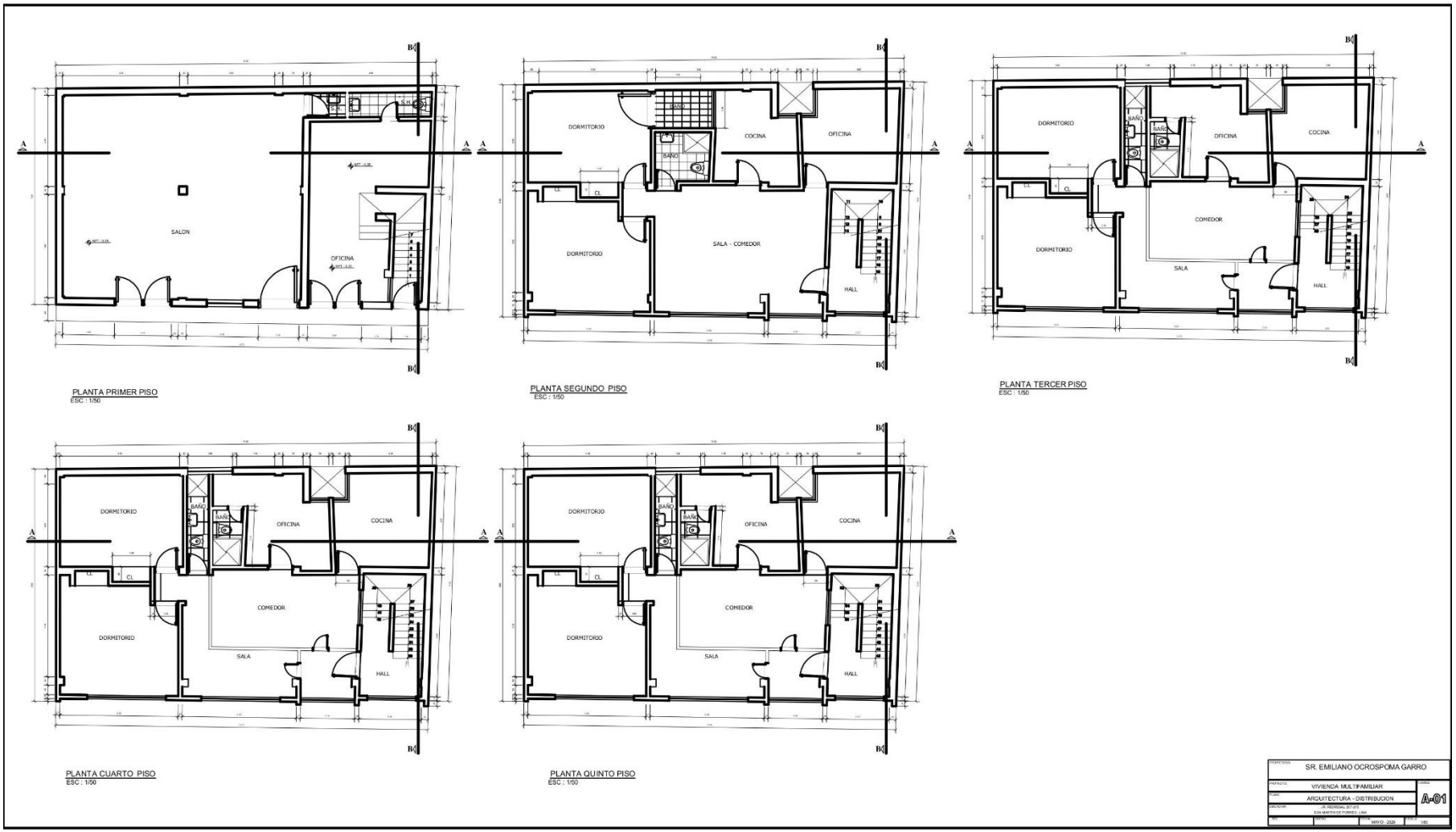
Robertson, I. N., & Johnson, G. (2004). Repair of slab–column connections using epoxy and carbon fiber-reinforced polymer (CFRP). Journal of Composites for Construction, 8(5), 376–383. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:5(376)

Sika Perú. (2026). *SikaWrap®-300 C* [Hoja de datos del producto]. https://per.sika.com/dms/getdocument.get/6d2d1f26-a6e0-4045-9067-6358864d1001/sikawrap-300-c.pdf

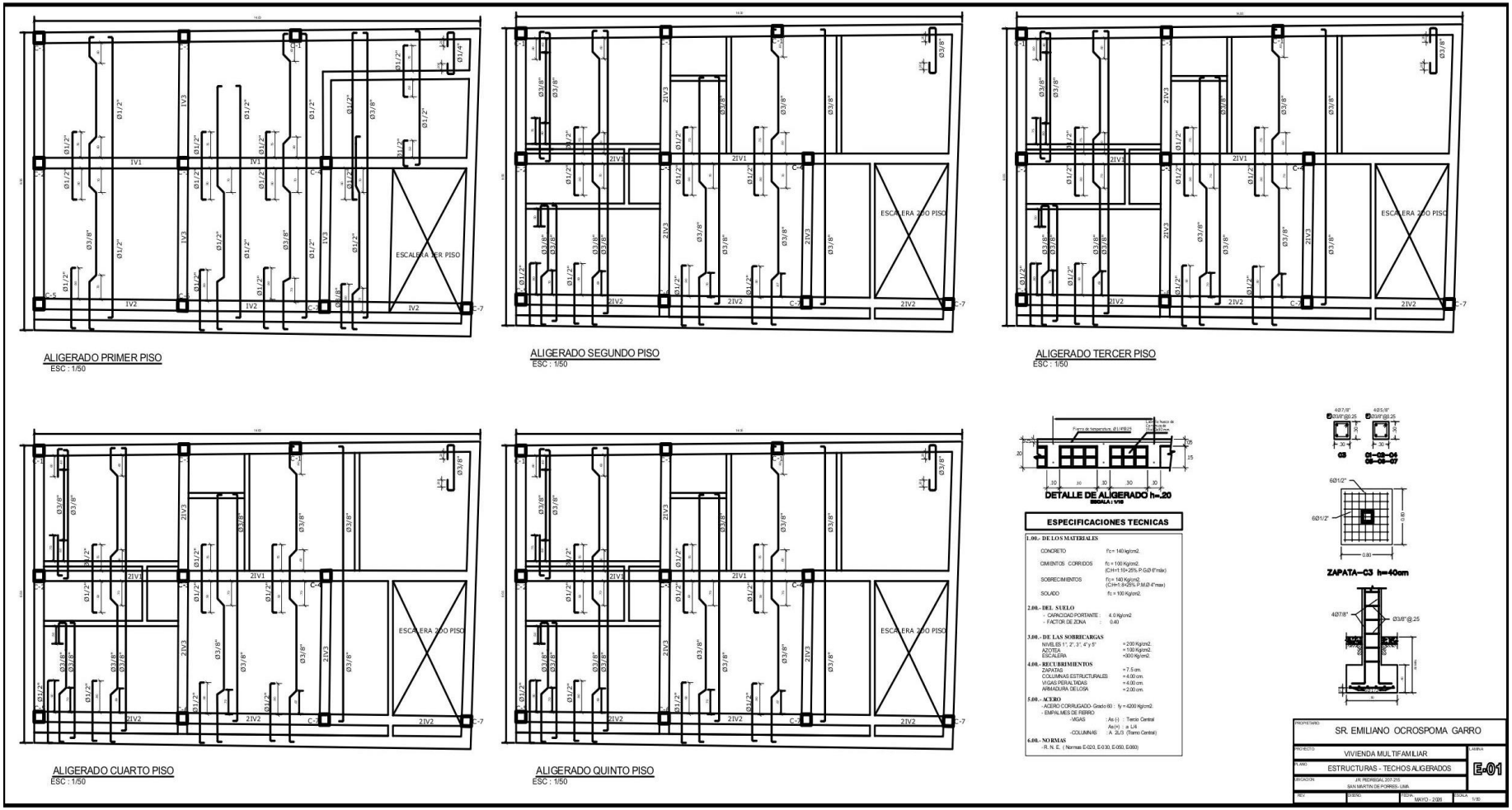
Sika Perú. (2026). *SikaWrap®-600C* [Hoja de datos del producto]. https://per.sika.com/dam/dms/pe01/1/sikawrap_-600_c.pdf

6 ANEXOS

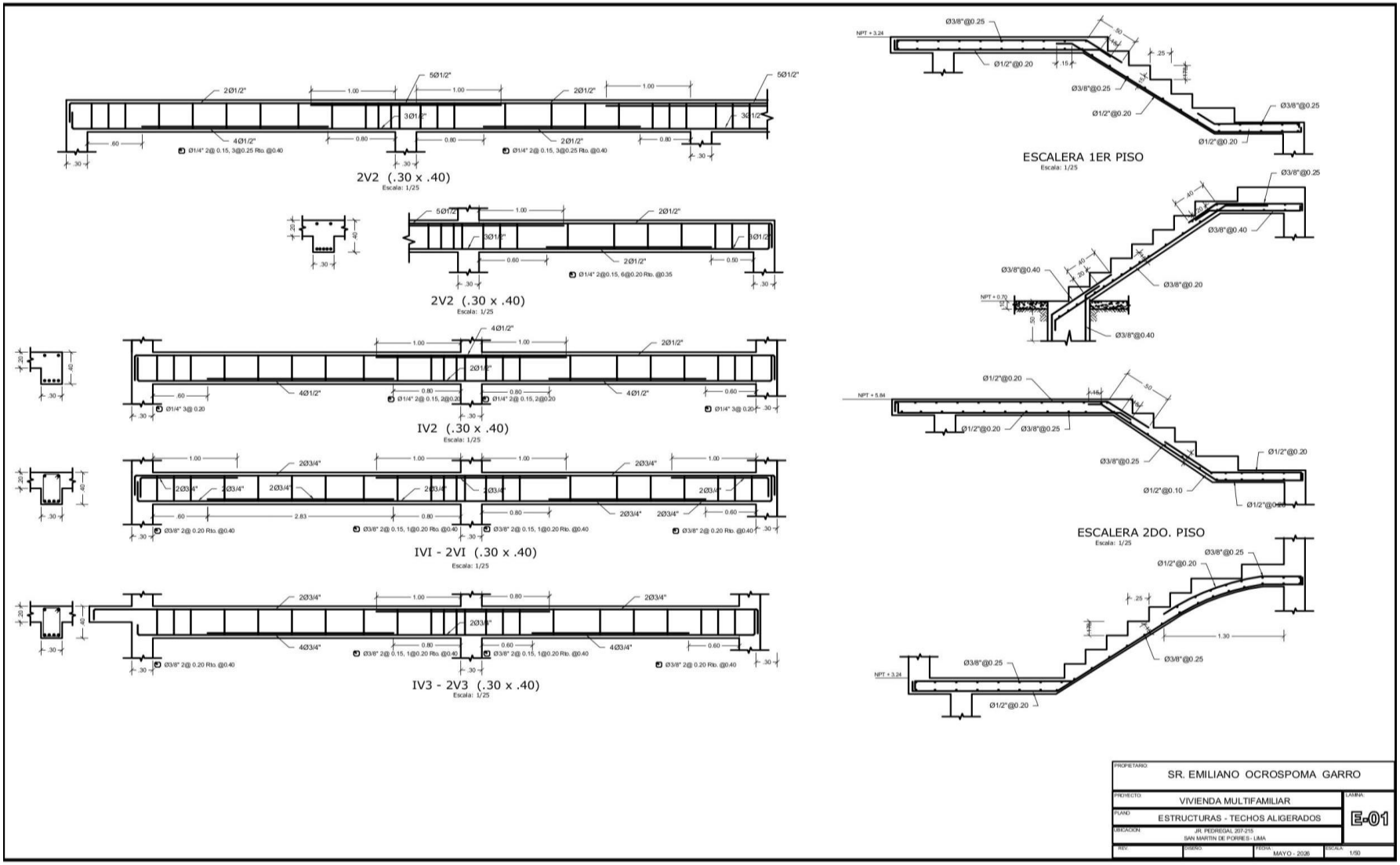
6.1 ANEXO 1: Plano de planta



6.2 ANEXO 2: Plano de estructuras



6.3 ANEXO 3: Plano de detalle



6.4 ANEXO 2: Ficha Técnica SikaWrap – 300C

BUILDING TRUST

HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

SikaWrap®-300 C

Tejido de fibra de carbono unidireccional de densidad de fibra de 304 g/m² diseñado para su aplicación en seco o en húmedo

INFORMACION TECNICA

Módulo de elasticidad de fibra seca en tensión	230 kN/mm²		(ISO 10618)
Resistencia a la tracción de fibra seca	4000 N/mm²		(ISO 10618)
Alargamiento a rotura de fibra seca	1.7 %		(ISO 10618)
Espesor nominal de laminado	0.167 mm		
Sección nominal de laminado	167 mm² por metro de ancho		
Resistencia a tracción del Laminado	Media	3500 N/mm²	(EN 2561)
	5 % Característico	3200 N/mm²	
	Media	3400 N/mm²	(ASTM D3039)
	Característico (ACI 440.2R)	3100 N/mm²	
	Todos los valores referidos al espesor nominal.		
Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	Medio	225 kN/mm²	(EN 2561)
	5 % Característico	220 kN/mm²	
	Medio	220 kN/mm²	(ASTM D3039)
	Todos los valores referidos al espesor nominal.		
Elongación a Rotura del Laminado	Medio	1.56 %	(EN 2561)
	5 % Característico	1.35 %	
	Medio	1.50 %	(ASTM D3039)
	Característico (ACI 440.2R)	1.35 %	

6.5 ANEXO 3: Ficha Técnica SikaWrap – 600C

CONSTRUYENDO CONFIANZA

HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

SikaWrap®-600 C

TEJIDO DE FIBRA DE CARBONO PARA REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

INFORMACIÓN DEL PRODUCTO

Tipo de Fibra	Tejido negro oscuro	
Empaques	Rollo de 25.00 m2 (50 cm x 50.00 m) Orientación de la Fibra: 0° (unidireccional)	
Vida Útil	2 años	
Condiciones de Almacenamiento	Se debe proteger el material de posibles ataques mecánicos o contaminación por tal razón se debe almacenar en su empaque bien cerrado. Transportar con las precauciones normales para productos delicados.	
Densidad de la Fibra Seca	1.81 g/cc	
Espesor de la Fibra Seca	0.337 mm (0.0133 pulgadas)	
Densidad del Área	610 g	
Resistencia a la Tensión de la Fibra Seca	620,000 psi (4,300 N/mm2)	(ISO 10618)
Módulo de Elasticidad en Tensión de la Fibra Seca	34.9 x 10^6 psi (240,000 N/mm2)	(ISO 10618)
Elongación a la Rotura de la Fibra Seca	1.55%	(ISO 10618)

INFORMACIÓN TÉCNICA

Espesor Nominal del Laminado	1.0 mm (Lamina Curada)
Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	10.6 x 10^6 psi (73,000 N/mm^2) - Lamina Curada
Elongación de Rotura del Laminado	1.33% (Lamina Curada)
Resistencia a la Tensión	139,000 psi (960 N/mm^2) - Lamina Curada