



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis técnico – económico de edificaciones con forjados de hormigón armado reforzado con fibras metálicas HRFA en zonas sísmicas

Trabajo realizado por:

Victor Franz Vicente Vargas

Dirigido por:

Antonio Aguado De Cea

Albert de la Fuente Antequera

Tutor externo:

Stanislav Aidarov

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, octubre 2021

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

AGRADECIMIENTOS

Agradezco principalmente a mis tutores: Albert de la Fuente Antequera, Stanislav Aidarov y especialmente a Antonio Aguado de Cea, cuya tutoría fue vital para lograr desarrollar con éxito el presente trabajo de investigación, además de ser grandes docentes que me inspiran y motivan, logrando en mi persona un gran interés en la investigación y la ingeniería.

Agradezco a todos los docentes de la Universidad Politécnica de Cataluña, apasionados y con gran vocación, cuyos conocimientos transmitidos tienen una gran importancia en mi formación profesional.

Agradezco a mi prima Jaquelyn y su esposo Adolfo quienes me dieron todo su soporte en Barcelona y sin ellos no hubiera sido posible desarrollar con éxito mis estudios.

Agradezco a Anabel por ser mi compañera de estudio y amiga en todo el transcurso de la maestría, su alegría y su perseverancia fue siempre necesaria para superar todos los retos con éxito y con grandes méritos.

Finalmente agradezco a todos mis amigos y familiares que me brindaron animo en todo momento.

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de investigación a mis padres Liliam y Hugo, quienes siempre se han sacrificado en todos los ámbitos para brindarme la mejor educación posible, y nunca han dudado en darme su apoyo incondicional, inspirándome en ser un gran profesional. Siempre serán los pilares de mi vida y mi guía, con su gran amor que me brindan han logrado hacer de mí una mejor persona.

A mis hermanos Eric y Tatiana quienes son mis compañeros de vida y celebran mis logros como si fueran suyos.

A Patty por darme amor, serenidad, alegría, y fuerza en mi vida, haciendo que cada día sea más feliz que el anterior e inspirándome a lograr más, motivándome y apoyándome en todos mis proyectos.

RESUMEN

El Perú es un país en desarrollo en el cual existe una gran demanda insatisfecha de viviendas, debido a varios factores como lo son la escasez de suelo y la inseguridad en la actividad constructora. Para poder hacer en frente a este problema se ha propuesto cambiar los forjados tradicionales aligerados y macizos por el uso de forjados de hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA), cuya previa experiencia en países europeos demostraron reducir costos y tiempos de ejecución.

Ya que el cambio del tipo de forjado implica utilizar también este material en las vigas, se vio por conveniente utilizar la guía metodología The Model Code 2010, la cual pretende ser la base de una normativa futura y permite determinar de una manera simplificada los esfuerzos resistentes en las vigas y forjados tanto en estados límite últimos como en estados límite de servicio, además de ser fácilmente adaptable a las normas peruanas. En cuanto a los esfuerzos requeridos en las vigas fueron determinados con la normativa de hormigón armado y la norma sísmicas peruana, aplicando un espectro sísmico dinámico y las cargas gravitacionales en el software ETABS. Para los esfuerzos requeridos en los forjados de HRFA se utilizó formulas estándar y el software de especialidad LimitState: Slab que aplica la teoría plástica de líneas de rotura gracias a la gran ductilidad que provee el HRFA en los forjados.

Utilizando todos los conceptos anteriores se logró modificar forjados tradicionales de 20 cm de espesor a una capa de 12 cm, así como se logró reducir las cuantías de acero en un 70%. Todo esto conlleva a una reducción total del presupuesto de obra aproximadamente en un 10% y su mayor ventaja una reducción del 50% en tiempo de ejecución. Lo cual vuelven rentable la aplicación de esta nueva tecnología, y permite poder cubrir una mayor demanda de estructuras destinadas a vivienda en un menor tiempo posible.

Palabras clave: Forjados, Hormigón reforzado con fibras de acero, Model Code 2010; Cargas sísmicas, Líneas de rotura.



ABSTRACT

Peru is a developing country in which there is a great unsatisfied demand for housing, due to several factors such as the scarcity of land and insecurity in the construction activity. In order to face this problem, it has been proposed to change the traditional lightened and solid slabs for the use of steel fiber reinforced concrete (HRFA) elevated slabs, whose previous experience in European countries has shown to reduce costs and execution times.

Since the change of the type of slab implies also using this material in the beams, it was considered convenient to use the methodology proposed in the Model Code 2010 which is intended to be the basis of future regulations and allows the determination of resistance stresses in beams and slabs in a simplified way, both in ultimate limit states and in service limit states, in addition to being easily adaptable to Peruvian standards. Regarding the forces required in the beams, they were determined with the Peruvian reinforced concrete and seismic regulations, applying a dynamic seismic spectrum and gravitational loads in the software ETABS. Standard formulas and the specialty software LimitState: Slab were used for the efforts required in the HRFA floors, which applies the plastic theory of yield lines thanks to the great ductility that HRFA provides in the slabs.

Using all the above concepts, it was possible to modify traditional thick slabs from 20 cm to a 12 cm layer, as well as reducing 70% the amounts of steel. All this entails a total reduction of the work budget by approximately 10% and its greatest advantage a reduction of 50% in execution time. Which makes the application of this new technology profitable, and allows to cover a greater demand for structures for housing in the shortest possible time.

Keywords: Slabs, Steel fiber reinforced concrete, Model Code 2010; Seismic loads, Yield lines.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Justificación	3
1.3. Objetivo general y específicos	4
1.4. Metodología	4
CAPÍTULO 2. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO	7
2.1. Introducción	7
2.2. Edificaciones en Perú	8
2.2.1. Forjados tradicionales en Perú	9
2.2.2. Forjados planos sin vigas.....	13
2.3. Forjados de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero	14
2.3.1. Ventajas de los forjados de HRFA	14
2.3.2. Materiales	15
2.3.3. Propiedades Mecánicas del HRFA.....	17
2.3.4. Comportamiento estructural dinámico (Sismo)	24
2.4. Antecedentes de la aplicación de forjados de HRFA a nivel internacional	25
2.4.1. Sistema estructural TAB-SLAB™	25
2.4.2. Armadura contra colapso progresivo (APC).....	28
2.5. Conclusiones.....	29
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL	31
3.1. Introducción	31
3.2. Modelo Constitutivo del HRFA.....	32
3.2.1. Obtención de Parámetros.	33
3.2.2. Clasificación.....	34
3.2.3. Modelo Rígido – Plástico.....	35



3.2.4.	<i>Modelo Lineal</i>	36
3.2.5.	<i>Factores de seguridad</i>	39
3.3.	Diseño en estado límite ultimo (ULS)	40
3.3.1.	<i>Flexión</i>	40
3.3.2.	<i>Cortante</i>	42
3.4.	Diseño en estado límite de servicio (SLS)	44
3.4.1.	<i>Ancho de fisura</i>	44
3.4.2.	<i>Deflexión</i>	46
3.5.	Calculo plástico de forjados mediante líneas de rotura	47
3.5.1.	<i>Método del equilibrio</i>	49
3.5.2.	<i>Formulas estándar para forjados con vigas</i>	49
3.5.3.	<i>Modelo computacional automático</i>	51
3.6.	Conclusiones	53
CAPÍTULO 4. CASO DE ESTUDIO		55
4.1.	Introducción	55
4.2.	Características del Edificio en estudio	56
4.2.1.	<i>Arquitectura del proyecto</i>	56
4.3.	Estructuración inicial con Hormigón Armado	57
4.3.1.	<i>Columnas y muros estructurales</i>	58
4.3.2.	<i>Vigas</i>	58
4.3.3.	<i>Forjados</i>	59
4.4.	Estructuración con HRFA	60
4.4.1.	<i>Acciones sobre el edificio</i>	60
4.4.2.	<i>Combinaciones de acciones y coeficientes de seguridad</i>	63
4.4.3.	<i>Materiales</i>	64
4.4.4.	<i>Modelo para el análisis estructural lineal</i>	66
4.4.5.	<i>Diseño de forjado de HRFA</i>	66
4.4.6.	<i>Diseño de vigas de HRFA</i>	71
4.5.	Verificación de peso	91

4.6.	Verificación de derivas.....	98
4.7.	Conclusiones.....	100
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ECONÓMICO		101
5.1.	Introducción	101
5.2.	Análisis de precios unitarios	102
5.3.	Presupuesto.....	104
5.3.1.	<i>Hormigón Armado</i>	<i>104</i>
5.3.2.	<i>Hormigón reforzado con fibras de acero</i>	<i>104</i>
5.4.	Análisis del presupuesto	105
5.5.	Tiempo de ejecución.....	106
5.6.	Conclusiones.....	107
CAPÍTULO 6. PROTOCOLOS.....		109
6.1.	Introducción	109
6.2.	Diseño de mezclas	110
6.3.	Amasado.....	111
6.4.	Control de calidad.....	112
6.5.	Acabado.....	113
6.6.	Conclusiones.....	113
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....		115
7.1.	Introducción	115
7.2.	Conclusiones.....	116
7.2.1.	<i>Conclusiones referidas al estado de conocimiento.....</i>	<i>116</i>
7.2.2.	<i>Conclusiones referidas a la metodología de cálculo estructural</i>	<i>116</i>
7.2.3.	<i>Conclusiones referidas al caso de estudio</i>	<i>117</i>
7.2.4.	<i>Conclusiones referidas al análisis económico.....</i>	<i>118</i>
7.3.	Futuras líneas de investigación	119
CAPÍTULO 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		121



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Expansión urbana de Arequipa, Piura, Lima y Pucallpa. (Espinoza & Fort, 2020).	2
Figura 1.2: Flujograma de la investigación	5
Figura 2.1: El anillo de fuego del Pacífico. (El Comercio, 2015)	8
Figura 2.2: a) Sistema estructural de pórticos, b) Sistema estructural de muros estructurales, c) Sistema estructural dual.(Ceballos, 2019)	9
Figura 2.3:Forjado macizo.(Huánuco Construye, 2015)	10
Figura 2.4: Forjado nervada. (Huánuco Construye, 2015)	11
Figura 2.5: Forjado aligerado compuesta de hormigón armado y ladrillo. (Huánuco Construye, 2015).....	11
Figura 2.6: Vista área de edificio Lux. (FaseDOs Ingenieria & Construcción, 2018)	12
Figura 2.7: Colocación de ladrillo para forjado aligerado en edificio Lux. (Rojas Julián, 2019)	13
Figura 2.8: Forjado plano sin vigas. (ACI 314R-16, 2016).....	13
Figura 2.9: Formas de las fibras de acero: a) sección circular; b) sección rectangular; c) dentada; d) ondulada; e) extremos conformados; f) de rascado en caliente; g) extremos ensanchados. (ACHE, 2000).....	16
Figura 2.10: Comportamiento del hormigón bajo tensiones aplicadas. (Singh, 2017) ..	17
Figura 2.11: Muestra del hormigón reforzado con fibras metálicas. (Singh, 2017)	18
Figura 2.12: Curva Tensión- Deformación de HRFA en compresión. (ACHE, 2000).	19
Figura 2.13: Curva Carga-Deformación de HRFA en flexión. (ACI 544.4R-18, 2018).....	20
Figura 2.14: Vigas de acoplamiento reforzado con hormigón armado (izquierda), y con HRFA y acero de refuerzo (derecha). (Kopczynski & Whiteley, 2016).....	25
Figura 2.15: Edificio Rocca Tower, Ejecución de la armadura APC (izquierda) y puesta en obra del HRFA (Derecha) (ArcelorMittal, 2021)	27
Figura 2.16: Rocca Tower. (Ramm Ehitus, 2021).....	27
Figura 2.17: Efecto de las armaduras de cuelgue sin armaduras continuas inferiores(izquierda) y con armaduras continuas inferiores (derecha).(Maturana, 2013)	28
Figura 3.1: Modelos constitutivos simplificados (σ - ω): a) Rígido - Plástico b) Lineal – elástico. (Blanco et al., 2013)	32
Figura 3.2: Pasos para diseñar con HRFA de acuerdo al MC2010 (Trindade, 2018)	33
Figura 3.3:Configuración para el ensayo EN 14651 dimensiones en mm (International Federation for Structural Concrete, 2013).....	33

Figura 3.4: Curva típica Fuerza-CMOD de un HRF (International Federation for Structural Concrete, 2013)	34
Figura 3.5: Equilibrio seccional en el modelo Rígido - Plástico. (Trindade, 2018)	36
Figura 3.6: Modelo lineal aproximado: a) Diagrama de distribución de tensiones para b) SLS y c) ULS. (Trindade, 2018)	37
Figura 3.7: Coeficientes k_a y k_b (Di Prisco, Colombo, et al., 2013).....	38
Figura 3.8: Diseño a flexión en ULS: a) Sección transversal, b) Diagrama de deformación, c) distribución de tensiones y d) Diagrama de tensiones simplificado.(Trindade, 2018)	40
Figura 3.9: Definición del área efectiva en vigas (Amin et al., 2017).....	45
Figura 3.10: Mecanismo de falla en una placa simplemente apoyado (Kennedy & Goodchild, 2003).....	48
Figura 3.11:Placa apoyada en cuatro lados (Kennedy & Goodchild, 2003)	50
Figura 3.12: Losa con geometría no convexa: a) líneas de rotura potenciales que cruzan los límites de la geometría. B) líneas de rotura potenciales reducidas a la geometría. c) líneas de rotura dentro de los límites con nudos más finos. d) Área sombreada vinculada a las líneas de fluencia crítica (Gilbert et al., 2014).....	52
Figura 3.13:Lineas de rotura determinadas mediante el software LimitState: Slab.(Gilbert et al., 2014)	52
Figura 4.1: Render 3D de la fachada del edificio “Torre del sol San Francisco”.(Procasa, 2021)	56
Figura 4.2: Planta Arquitectónica del edificio: Torres del Sol “San Francisco”	56
Figura 4.3. Sistema estructural del edificio	57
Figura 4.4: Forjado aligerado ejecutado en la edificación	59
Figura 4.5: Forjado macizo ejecutado en la edificación.....	60
Figura 4.6: Espectro de diseño sísmico	62
Figura 4.7: Modelo estructural 3D en el software ETABS.....	66
Figura 4.8: Numeración de forjado para el análisis plástico	67
Figura 4.9: Configuración de rotura del forjado número 2	67
Figura 4.10: Configuración de rotura obtenido en el software LimitState: Slab	69
Figura 4.11: Deflexión máxima instantánea en el forjado de HRFA	71
Figura 4.12: Codificación de las vigas en el modelo estructural	71
Figura 4.13: Momentos flectores en el modelo estructural 3D	72
Figura 4.14: Detalle de la viga A y viga B.....	72
Figura 4.15: Detalle de la viga C y viga D.....	73
Figura 4.16: Detalle de la viga E.....	73



Figura 4.17: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga A	74
Figura 4.18: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga B	77
Figura 4.19: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga C	80
Figura 4.20: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga D	83
Figura 4.21: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga A	85
Figura 4.22: Máximo momento flector en condiciones de servicio	88
Figura 4.23: Deflexiones en los elementos críticos de la estructura a) sección no fisurada b) sección fisurada	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Propiedades geométricas y mecánicas de fibra de acero Tabix 1.3/50. (ArcelorMittal, 2011).....	26
Tabla 2.2: Edificaciones construidas con HRFA en Europa. Recopilación de (ArcelorMittal, 2021)	26
Tabla 3.1: Definición del segundo parámetro basado en el ratio de resistencia residual. (International Federation for Structural Concrete, 2013)	35
Tabla 3.2: Valores para determinar el ancho de fisura.....	44
Tabla 4.1: Columnas y Muros estructurales en el proyecto	58
Tabla 4.2: Vigas desarrolladas en el proyecto	59
Tabla 4.3: Valores de la aceleración para el espectro de diseño	62
Tabla 4.4: Propiedades seleccionadas del hormigón en el caso de estudio	64
Tabla 4.5: Propiedades del acero en el caso de estudio	64
Tabla 4.6: Propiedades del HRFA en el caso de estudio	65
Tabla 4.7: Modelos constitutivo desarrollados para el caso de estudio	65
Tabla 4.8: Propiedades del modelo constitutivo lineal.....	65
Tabla 4.9: Calculo del Momento de rotura en los forjados	68
Tabla 4.10: Diseño a flexión del forjado	70
Tabla 4.11: Código de vigas diseñadas para el modelo A	73
Tabla 4.12: Datos geométricos para la viga A	74
Tabla 4.13: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga A.....	74
Tabla 4.14: Diseño ante momentos flectores para la viga A.....	75
Tabla 4.15: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga A	76
Tabla 4.16: Código de vigas diseñadas para el modelo B	77
Tabla 4.17: Datos geométricos para la viga B	77
Tabla 4.18: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga B.....	78
Tabla 4.19: Diseño ante momentos flectores para la viga B.....	78
Tabla 4.20: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga B.....	79
Tabla 4.21: Código de vigas diseñadas para el modelo C	79
Tabla 4.22: Datos geométricos para la viga C	80
Tabla 4.23: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga C.....	80
Tabla 4.24: Diseño ante momentos flectores para la viga C.....	81
Tabla 4.25: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga C.....	82



Tabla 4.26: Código de vigas diseñadas para el modelo D	82
Tabla 4.27: Datos geométricos para la viga D	83
Tabla 4.28: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga D	83
Tabla 4.29: Diseño ante momentos flectores positivos para la viga D.....	84
Tabla 4.30: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga D	85
Tabla 4.31: Datos geométricos para la viga E.....	86
Tabla 4.32: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga E	86
Tabla 4.33: Diseño ante momentos flectores para la viga A.....	86
Tabla 4.34: Diseño ante momentos flectores negativos para la viga E	87
Tabla 4.35: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga A	87
Tabla 4.36: Calculo del ancho de fisura para la sección más critica	89
Tabla 4.37: Calculo de la deflexión máxima	90
Tabla 4.38: Detalle de Columna C01 y diagrama de Interacción en eje X , Y.....	92
Tabla 4.39: Detalle de Columna C02 y diagrama de Interacción en eje X , Y.....	93
Tabla 4.40: Detalle de Columna C03 y diagrama de Interacción en eje X , Y.....	93
Tabla 4.41: Detalle de Columna C04 y diagrama de Interacción en eje X , Y.....	94
Tabla 4.42: Detalle de Muro estructural P01 y diagrama de Interacción en eje X , Y	94
Tabla 4.43: Detalle de Muro estructural P02 y diagrama de Interacción en eje X , Y	95
Tabla 4.44: Detalle de Muro estructural P03 y diagrama de Interacción en eje X , Y	95
Tabla 4.45: Detalle de Muro estructural P04 y diagrama de Interacción en eje X , Y	96
Tabla 4.46: Detalle de Muro estructural P05 y diagrama de Interacción en eje X , Y	96
Tabla 4.47: Detalle de Muro estructural P06 y diagrama de Interacción en eje X , Y	97
Tabla 4.48: Detalle de Muro estructural P07 y diagrama de Interacción en eje X , Y	97
Tabla 4.49: Derivas inelásticas en el Sentido X calculadas en la estructura de H°A°	98
Tabla 4.50: Derivas inelásticas en el Sentido Y calculadas en la estructura de H°A°	99
Tabla 4.51: Derivas inelásticas en el Sentido X calculadas en la estructura de HRFA ...	99
Tabla 4.52: Derivas inelásticas en el Sentido Y calculadas en la estructura de HRFA ...	99
Tabla 5.1: análisis de Precios Unitarios para el Acero pasivo.(Costos, 2021)	102
Tabla 5.2: análisis de Precios Unitarios de Hormigón de 27 MPa (Costos, 2020).....	102
Tabla 5.3: Análisis de Precios Unitarios de elemento del aligerado. (ExpoConstructivo, 2020)	103
Tabla 5.4: Análisis de Precios Unitarios del HRFA. (Adaptado de Baca Usamayta & Vela Cásceres, 2020)	103
Tabla 5.5: Presupuesto discretizado de la estructura en HA	105

Tabla 5.6: Presupuesto discretizado de la estructura en HRFA	105
Tabla 5.7: Simulación de ejecución de 1 nivel de la estructura en estudio.	106
Tabla 6.1: Rango de proporciones para un HRFA. (ACI 544.1R-96, 2009)	111



CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS



1.1. ANTECEDENTES

El Perú es un país en desarrollo con una gran tendencia de crecimiento urbano. Espinoza & Fort (2020) describen que entre los años 2001 y 2018 las 43 ciudades más grandes de este país añadieron 68.000 hectáreas de nuevo suelo urbano, donde habitan 3.5 millones de personas en 940.000 viviendas. Este es un aumento del 47% sobre el suelo urbano existente en el año 2000. En la Figura 1.1 se aprecia el crecimiento urbano en cuatro ciudades del Perú, donde el área existente en el 2000 se observa en color blanco y la expansión hasta el año 2018 en color amarillo.

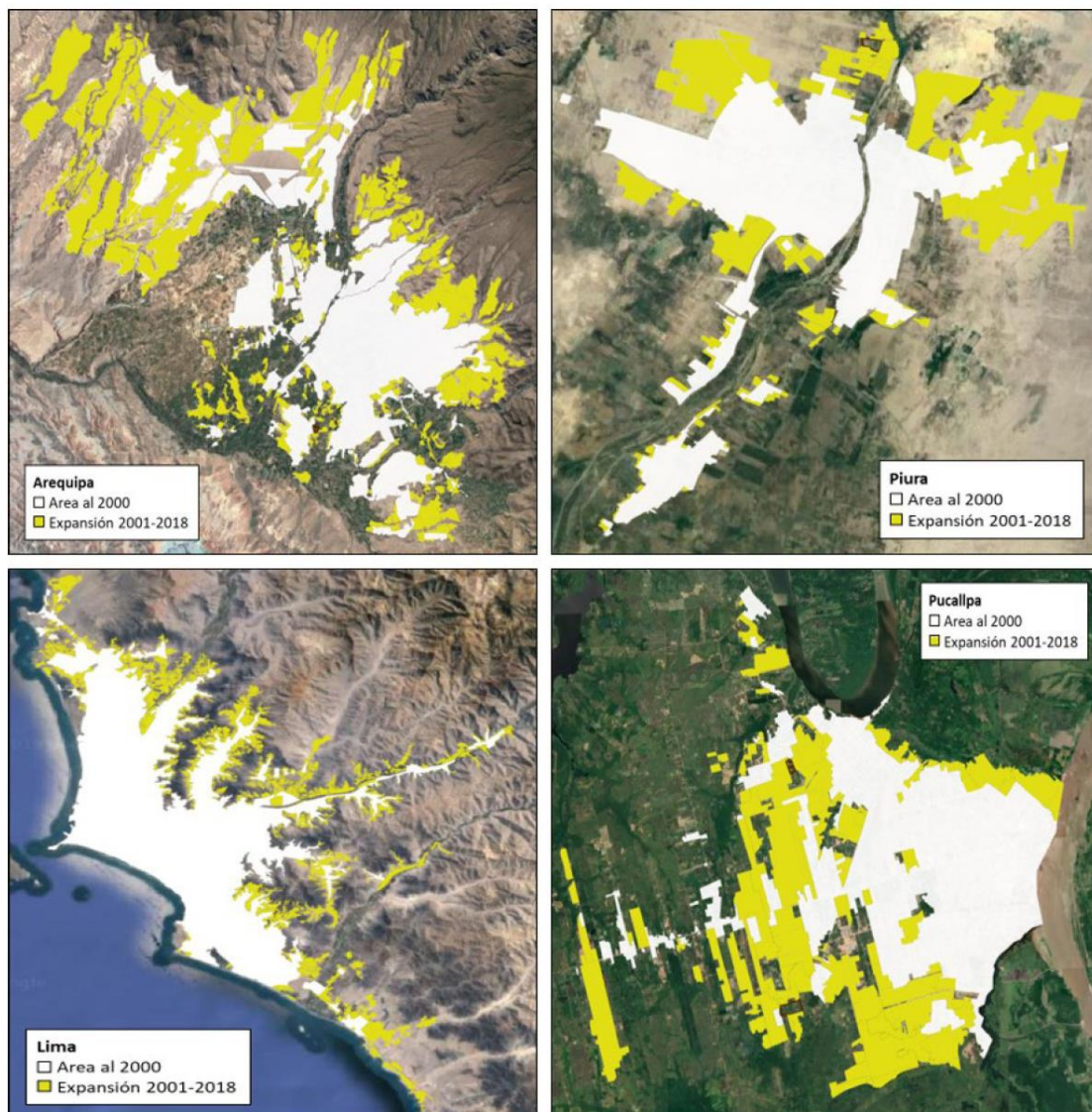


Figura 1.1: Expansión urbana de Arequipa, Piura, Lima y Pucallpa. (Espinoza & Fort, 2020).

Este incremento de área se debe a dos factores: el crecimiento poblacional y la migración interna. Es así que las grandes urbes como la ciudad de Lima tuvieron una

migración en el 2017 de 3'404'581 habitantes, provocando una mayor demanda de una vivienda. De acuerdo a la Revista OS (2020) el acceso a una casa propia sigue siendo una gran necesidad en este país, con una demanda insatisfecha de dos millones de hogares en el Perú y de un millón en Lima.

Según las estimaciones de CAPECO (2019) más de 58 000 familias en la ciudad capital no encuentran vivienda, pese a contar con capacidad adquisitiva, esta demanda duplica la oferta existente de aproximadamente 27 000 viviendas. Entre las principales barreras destacan la falta de servicios públicos para el desarrollo de proyectos inmobiliarios, la escasez de suelo. Además, las trabas burocráticas y la creciente inseguridad jurídica y física en la actividad constructora también complican este panorama.

1.2. JUSTIFICACIÓN

La gran proliferación urbana y demográfica en todo el Perú, ha sobrepasado la oferta de infraestructura destinada a viviendas para la población, a este hecho se suma la falta de suelo urbano y por consiguiente el incremento del precio por m² de los terrenos, lo cual ha generado una tendencia de crecimiento vertical de las edificaciones, los datos proporcionados por INE (2017) ratifican esta orientación ya que en los últimos diez años se produjo un aumento de 441 679 edificios con un promedio de 10.7 niveles.

Estos hechos evidencian la necesidad de construir más edificaciones de varios niveles destinadas a viviendas, por lo cual es pertinente investigar sobre nuevas tecnologías compatibles en un país sísmico como Perú, que permitan reducir tiempos de ejecución y disminuir los precios finales, de manera que la inversión en edificios sea más atractiva para las empresas inmobiliarias y se pueda abastecer rápidamente la demanda existente, y eventualmente reducir los precios de venta, incrementando el número de potenciales compradores.

Un material que ha demostrado ser altamente efectivo ante cargas sísmicas es el hormigón reforzado con fibras de acero debido a su gran ductilidad. Actualmente esta tecnología se encuentra en auge y desarrollo en el continente de Europa donde se aplica este material en los forjados siendo las fibras el único elemento de refuerzo, simplificando por consiguiente el proceso constructivo de los forjados tradicionales, obteniéndose ventajas en cuanto a tiempo de ejecución, mano de obra y materiales convirtiéndolo en un producto sostenible y obteniendo ahorros económicos en su aplicación. Todas estas propiedades son atractivas para su uso y expansión en nuevas regiones, es así que un país con una gran demanda de edificaciones destinadas a viviendas como Perú, puede verse beneficiado de su aplicación.



Es por ello que el presente trabajo de fin de máster pretende evaluar la aplicabilidad de esta nueva tecnología, sus propiedades y su comportamiento en un país sísmico como el Perú. Finalmente se podrá determinar las diferencias tecnológicas y económicas entre forjados tradicionales y forjados de hormigón reforzado con fibras. Así como ser una primera incursión y guía al uso de esta nueva tecnología para su posterior expansión en el país en estudio.

1.3. OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS

En primer lugar, como objetivo principal se propone diseñar forjados de hormigón reforzado con fibras de acero en un país sísmico, evaluar su comportamiento y determinar sus principales ventajas frente a los forjados.

En segundo lugar, los objetivos específicos que se propone alcanzar son:

- Determinar el correcto diseño de forjados de hormigón reforzado en un país sísmico como Perú.
- Analizar y comparar económicamente los forjados tradicionales y el forjado de hormigón reforzado con fibras.
- Describir una metodología para futuras experiencias y futuros desarrollos de forjados de hormigón reforzado con fibras en Perú.

1.4. METODOLOGÍA

El presente trabajo de fin de master, se describe como una investigación cuantitativa debido a su naturaleza numérica donde se estudian datos medibles para lograr unos objetivos propuestos, y su alcance es descriptivo ya que busca explicar las propiedades y características de los forjados de hormigón reforzado con fibras de acero aplicado en un país sísmico como es Perú. El desarrollo del trabajo de investigación ha sido estructurado en 8 capítulos:

Capítulo 1 Introducción: En este capítulo se describe como antecedente el gran crecimiento urbano que experimenta Perú, así como una demanda insatisfecha de vivienda que justifica la necesidad de investigar en nuevas tecnologías. A su vez se detallan los objetivos que se pretende llegar con la presente investigación.

Capítulo 2 Estado actual de conocimiento: Se recopiló información histórica acerca de la tipología estructural en Perú, y se describieron los forjados tradicionales usados en el país sísmico. Para finalizar se recopiló las ventajas de los forjados de hormigón reforzado con fibras de acero y la mejora en sus propiedades mecánicas.

Capítulo 3 **Metodología de Cálculo Estructural**: En este capítulo se describió la metodología del cálculo necesaria para determinar los esfuerzos resistentes de los forjados y vigas de HRFA de acuerdo a la metodología del Model Code 2010.

Capítulo 4 **Caso de Estudio**: En esta sección se desarrolló la investigación numérica aplicada a una edificación real. Se detalla la estructura existente de hormigón armado y sus cuantías, a la vez se desarrolla el proceso de cálculo de la estructura con el uso de HRFA tanto en los forjados como en las vigas, se evalúa su comportamiento y se detallan sus características finales.

Capítulo 5 **Análisis económico**: Con la estructura diseñada del caso de estudio se realiza una comparación económica con la estructura inicial de hormigón armado. Se detallaron los precios unitarios, así como el presupuesto final que se produce al realizar este cambio.

Capítulo 6 **Protocolos**: Se describe la metodología correcta para el diseño de mezclas, amasado, ejecución y el control de calidad de forjados de hormigón reforzados con fibras de acero para futuras aplicaciones.

Capítulo 7 **Conclusiones**: Como capítulo final se detallan las conclusiones llegadas con la investigación en todos los capítulos, y se proponen las futuras líneas de investigación.

Capítulo 8 **Referencias bibliográficas**: Se recopilan la bibliografía utilizada.

En la Figura 1.2 se puede apreciar un flujograma del proceso de elaboración del presente trabajo.



Figura 1.2: Flujograma de la investigación



CAPÍTULO 2.

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

2.1. INTRODUCCIÓN

Tras centrar, en el capítulo anterior, el tema de estudio y los objetivos de este trabajo final de master (TFM), en el presente capítulo se realiza una revisión del estado del conocimiento en relación a la situación actual de las estructuras en Perú, los forjados tradicionales que se aplican en este país, así como las tendencias internacionales de los forjados de hormigón reforzado con fibras de acero, sus ventajas, sus propiedades y sus antecedentes de ejecución.

El objetivo principal de este capítulo es recopilar información que den sustento y aporte validez a la investigación, así como nutrir los conceptos necesarios para la investigación. Este estado del arte se divide en los siguientes bloques:

2.2 Edificaciones en Perú

2.3 Forjados de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero

2.4 Antecedentes de la aplicación de forjados de HRFA a nivel internacional



2.2. EDIFICACIONES EN PERÚ

El Perú es un país con un gran riesgo sísmico debido a que se encuentra ubicado en una línea imaginaria denominada el cinturón o anillo de fuego del Pacífico, en la Figura 2.1 se observa la extensión de este anillo donde se concentran grandes zonas de subducción y volcanes por lo cual se producen el 90% de terremotos del mundo.



Figura 2.1: El anillo de fuego del Pacífico. (El Comercio, 2015)

Actualmente las edificaciones peruanas se diseñan en base a premisas sísmo resistentes, aunque inicialmente no se tomó en cuenta estas fuerzas. Las edificaciones en Perú eran estructuras construidas con paredes de adobe, material constituido de tierra y fibras vegetales secas, las vigas eran de madera y las cubiertas de tejas. Tal como expone Blanco Blasco (2005) con la llegada del concreto armado a Perú entre 1910 y 1920 las edificaciones cambiaron su concepción estructural. Inicialmente se proyectaron estructuras en base a pórticos (vigas y columnas) en una sola dirección sobre los cuales se apoyaban forjados en una dirección ya sean macizos armados o aligerados con viguetas. Entre los años 1966, 1970 y 1974 se produjeron movimientos sísmicos de gran impacto ocasionando una gran cantidad de daños a las estructuras y pérdidas humanas. Con las lecciones aprendidas de los sismos en el país se implementa una norma de diseño sísmo resistente en 1976. Y es entre los años 70 hasta los 90 que se desarrollan edificios con vigas peraltadas en las dos direcciones y se busca la rigidez lateral en las dos direcciones de planta. En 1997 se modifica sustancialmente la norma de diseño sísmo resistente obligando a implementar mayor cantidad muros estructurales, y con el sismo del 2001 se comprueba que las edificaciones funcionan adecuadamente. A partir de esta fecha se ha ido optimizando la norma hasta la Norma Técnica E.030 Diseño Sísmo resistente 2018. Esta norma clasifica los sistemas estructurales de las edificaciones de acuerdo al elemento que resiste los esfuerzos de cortantes de sismo es así que el Ministerio de Vivienda (2019) los describe como:

- **Sistema estructural de pórticos:** Como se observa en la Figura 2.2 a) Son aquellas estructuras donde al menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Sistema estructural de muros estructurales:** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales, sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base, representados en la Figura 2.2 b).
- **Sistema estructural dual:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales como se aprecia en la Figura 2.2 c). La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

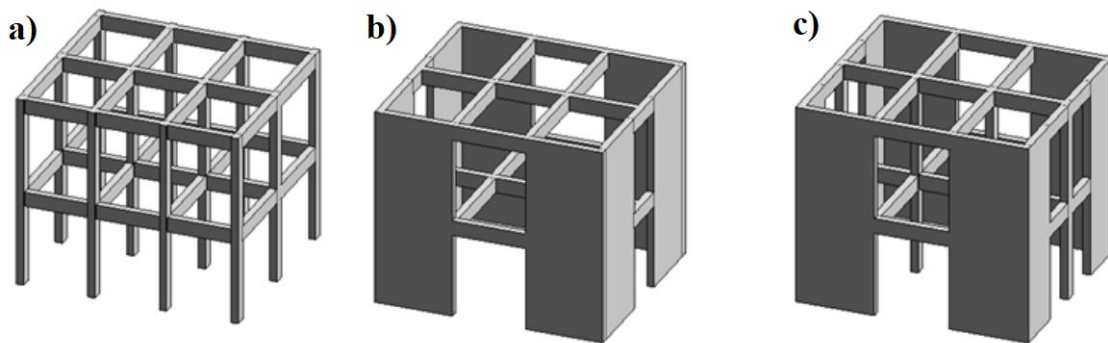


Figura 2.2: a) Sistema estructural de pórticos, b) Sistema estructural de muros estructurales, c) Sistema estructural dual. (Ceballos, 2019)

2.2.1. Forjados tradicionales en Perú

En el siglo pasado los entrepisos de las edificaciones peruanas se basaban en viguetas de madera. Con el desarrollo del concreto armado se implementó los forjados macizos, nervados y aligerados. Este elemento permitió cumplir una función divisoria más consolidada y aportó adicionalmente una función estructural necesaria para el diseño sismoresistente.

Al generar un cerramiento, permite al edificio tener diferentes niveles y de ser el caso un techo. Gracias a las propiedades de los materiales de los forjados se limita la transmisión de sonidos, líquidos y la expansión del fuego. Por lo cual brinda un aislamiento acústico y térmico a la edificación.

Estructuralmente los forjados tradicionales en Perú están diseñados para soportar, transmitir y distribuir cargas hacia las vigas y las fuerzas de inercia hacia los elementos verticales. Además, deben brindar unidad a la estructura de manera que esta



tenga un comportamiento uniforme en cada nivel logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel. Esta función de la losa resulta fundamental para el análisis estructural ya que al ser de dimensiones pequeñas en relación con la edificación se puede considerar prácticamente indeformables en su plano, por lo que en los análisis se habla de que el forjado es un diafragma rígido siendo una parte esencial de la resistencia sísmica (Blanco Blasco, 1994).

Tal como indica Blanco Blasco, (2015) Dentro de los forjados de hormigón, se encuentran los nervados, aligerados y los macizos, siendo este último lo más común a nivel mundial. Sin embargo, en las edificaciones peruanas predomina el uso de forjados aligerados. Los cuales pueden ser diseñados mediante el sistema de transmisión de cargas como unidireccionales y bidireccionales en función a las luces y cargas solicitantes.

2.2.1.1. Forjados macizos

Los forjados macizos tal como se aprecia en la Figura 2.3 son los elementos estructurales planos de un espesor constante, reforzados típicamente con dos barras de acero longitudinales y dos barras transversales. Sus dimensiones dependen únicamente de los requerimientos de diseño y puede llegar a diseñarse de poco espesor con un mayor aporte de resistencia y rigidez comparados con los nervados o aligerados.

Al estar compuesto únicamente de hormigón armados son estructuras más pesadas, aunque se ve compensado por la capacidad de formar un diafragma rígido en luces grandes y bajo grandes cargas. Al ser una unidad el proceso constructivo de encofrado se vuelve más simple y no existe la necesidad de brindarle un último acabado estético.



Figura 2.3:Forjado macizo.(Huánuco Construye, 2015)

Su tipología estructural implica la necesidad de una mayor cantidad de acero y hormigón. El uso de una madera más resistente para el encofrado y una gran supervisión en el armado de acero. Por lo general se diseñan con espesores de 20cm a más ya que las tuberías de desagüe necesitan desarrollar una pendiente en estos elementos. Los forjados macizos generalmente resultan más caros a menos que se vuelvan competitivos

al hacerlos más delgadas esto se puede lograr considerando tuberías de desagüe colgadas o haciendo que las tuberías se ubiquen solo dentro de ambientes coincidentes en diferentes pisos mediante desniveles o rellenos.

2.2.1.2. Forjados nervados

Los forjados nervados presentados en la Figura 2.4 de acuerdo al Ministerio de Vivienda (2019).”consisten en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales”. Harmsen (2002) indica que sus dimensiones dependen de los requerimientos de diseño (luces y cargas). Gracias a su tipología son más ligeras que los forjados macizos y típicamente se consigue su geometría mediante el uso de encofrados metálicos.



Figura 2.4: Forjado nervado. (Huánuco Construye, 2015)

2.2.1.3. Forjados aligerados

Estructuralmente se puede clasificar a este forjado como una losa nervada que se ha rellenado el espacio vacío con ladrillos huecos o con casetones de poliestireno tal como se observa en la Figura 2.5. Las dimensiones de este forjado se rigen principalmente por las dimensiones de los ladrillos huecos existentes en el mercado peruano los cuales tienen 30 cm de ancho y espesores de 12, 15, 20 y 25 cm. Las viguetas se realizan de 10 cm de ancho con una losa superior mínima de 5 cm. Es así que usualmente en el Perú los forjados aligerados tienen un espesor de 17 cm, 20 cm, 25 cm y 30 cm con viguetas espaciadas cada 40 cm en su eje.



Figura 2.5: Forjado aligerado compuesto de hormigón armado y ladrillo. (Huánuco Construye, 2015)



De acuerdo a Blanco Blasco (1994) el forjado aligerado se ha difundido en Perú debido principalmente a la siguientes razones:

- **Las tuberías de desagüe:** El hecho de empotrar las tuberías de desagüe en las losas obliga a usar como mínimo espesores de forjado de 17 cm y/o 20 cm. En Perú no es común utilizar falsos techos que podrían ocultar las tuberías colgadas, salvo en edificaciones especiales. Si por razones de colocación de tuberías de desagüe no se pueden usar espesores de forjado menores a los indicados, es evidente que a un aligerado de 17 o 20 cm, resultara más económico que un forjado macizo del mismo espesor (menos concreto y menos peso).
- **La mano de obra:** La mano de obra en Perú es relativamente económica por lo tanto el costo de la colocación de los ladrillos de techo no influye considerablemente en el costo total de la edificación.
- **El encofrado:** El menor costo de un encofrado para losas aligeradas (tablas independientes de 15cm de ancho) en relación a encofrados para losas macizas (tableros o paneles completos).

Entre sus puntos negativos de este forjado se encuentra la limitación de aplicación a luces de aproximadamente 7m y cargas bajas. Así como la necesidad de una gran cantidad de mano de obra tanto para realizar el armado del acero como alinear una gran cantidad de ladrillos, con porcentajes altos de desperdicio, dando como consecuencia tiempos de ejecución mucho más lentos que los forjados macizos.

Una de las edificaciones más representativas con este sistema estructural es el Edificio Lux, ubicado en la ciudad de Lima. En la Figura 2.6 se puede observar una toma aérea de la estructura.



Figura 2.6: Vista aérea de edificio Lux. (FaseDOs Ingeniería & Construcción, 2018)

La edificación cuenta con 33 Pisos, 01 semisótano y 06 sótanos. El área construida de la estructura es de 1'095.26 m². En los sótanos y semisótano se ha

utilizado una losa maciza de 20cm de espesor y en los subsiguientes 33 niveles se ha utilizado una losa aligerada de 25 cm de espesor. En la Figura 2.7 se puede apreciar el trabajo de colocación de ladrillos en la losa, el acero de refuerzo y la instalación de las tuberías sanitarias durante su ejecución, así como el uso de grúas para poder transportar los materiales necesarios.

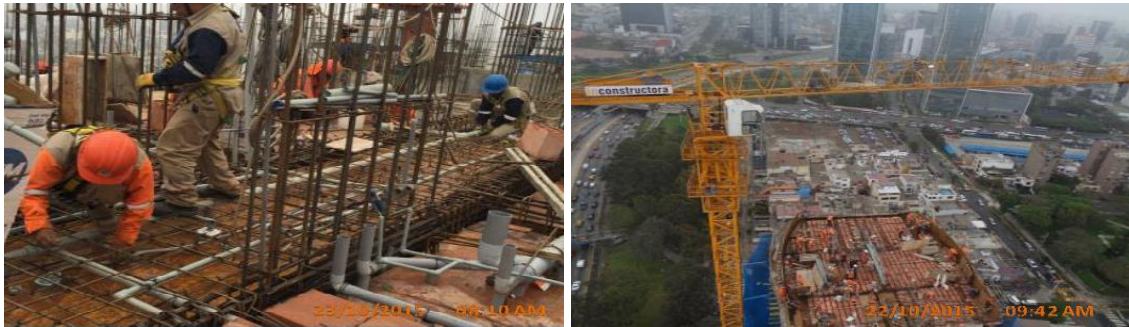


Figura 2.7: Colocación de ladrillo para forjado aligerado en edificio Lux. (Rojas Julián, 2019)

2.2.2. Forjados planos sin vigas

Aunque es poco usual su uso en Perú la Norma Técnica Peruana E060 de Concreto Armado permite disponer de forjados planos sin el uso de vigas apoyado únicamente sobre los muros y columnas tal como se aprecia en la Figura 2.8, aunque bajo ciertas limitantes es así que el Ministerio de Vivienda (2019) los describe como: “*Aquellos forjados planos que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. existan o no ábacos y/o capiteles*”. El número máximo de niveles para su aplicación será de cinco, sin exceder de 18 m y en ambas direcciones principales deberán existir muros de corte capaces de absorber como mínimo el 80% del cortante sísmico de cada entrepiso. Los muros deberán estar distribuidos en planta de tal manera que el diafragma de piso sea capaz de transferir las fuerzas sísmicas. Y deberá verificarse la hipótesis de diafragma rígido y preparar el diafragma para lograr la resistencia y rigidez necesarias. Siempre se deberán incluir vigas peraltadas de borde en todo el perímetro del edificio conectando a las columnas.

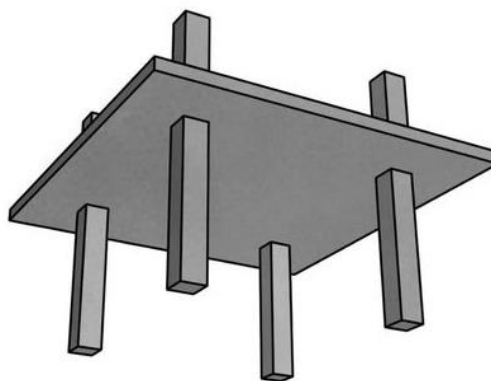


Figura 2.8: Forjado plano sin vigas. (ACI 314R-16, 2016)



2.3. FORJADOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

El uso de fibras en el hormigón como refuerzo es una técnica antigua, sus usos se remontan al periodo Romano (300 A.C. – 476 D.C.), y los primeros registros de patentes sobre su uso se han producido desde 1874 aunque no fue hasta los experimentos (Romualdi P. & Mandel A., 1964) que se tuvo un claro entendimiento de las propiedades de los hormigones reforzados con fibras metálicas. En los últimos años se han realizado mayores investigaciones y esfuerzos por desarrollar normativas para su diseño y aplicación. (Singh, 2017)

De esta manera con el desarrollo de las fibras de acero surgieron numerosas aplicaciones en el sector de la construcción como: refuerzo en pavimentos, revestimiento de túneles y minas, prefabricados, reparaciones estructurales y una de las más recientes aplicaciones en forjados. En este último tipo de estructura se reemplaza la armadura pasiva (barras corrugadas de acero) por fibras de acero. Estos elementos de corta longitud y pequeña sección se incorporan a la masa del hormigón en una cantidad adecuada. Los cuales se distribuyen y orientan en la mezcla de una manera aleatoria y dispersa, confiriendo cierta propiedad específica al material mejorando su resistencia a tracción, flexión, impacto y fatiga. Se denomina a esta nueva tecnología como Forjados de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero (HRFA).

2.3.1. Ventajas de los forjados de HRFA

Como indica el American Concrete Institute Committee 5440 (2015), el uso de forjados con HRFA confiere numerosas ventajas que los convierten en productos sostenibles. Estos se definen en términos de varias categorías: ventajas en el diseño, ventajas económicas, ventajas en la resistencia y ductilidad.

Se obtienen ventajas desde su diseño ya que el uso de forjados de HRFA mejora la libertad arquitectónica al no limitar el uso de formas no ortogonales en planta, diseño que sería bastante difícil lograr con el refuerzo tradicional. Además, se puede optimizar el espesor de los forjados de HRFA ya que se puede eliminar el espesor mínimo de recubrimiento.

Durante la ejecución se produce un ahorro económico al reducir el tiempo de actuación en comparación con la instalación tradicional donde se debe colocar dos capas de barras de refuerzo principal y estribos u otros refuerzos a cortante, así como la eliminación del tiempo de inspección del refuerzo pasivo. Además, se pueden omitir paneles y vigas abatibles por lo cual la ejecución se vuelve más fácil y rápida. Sin embargo, los ahorros reales se basan en la suma de las ganancias individuales obtenidas por el proceso constructivo tales como el bombeo directo del HRFA, la eliminación de vibradores internos, la eliminación de grúas y de las horas máquina en el izado de los

aceros de refuerzo pasivo, la reducción de mano de obra producto de la simplificación de las tareas físicas y la mejora de la seguridad en la zona de trabajo. Además, se pueden obtener ahorros económicos desde su diseño ya que se puede prescindir de planos de detalle de armado de acero.

En cuanto a las mejoras de la resistencia las fibras de acero proporcionan una unión mecánica mejorada y han demostrado ser capaz de proporcionar una suficiente capacidad estructural al hormigón. Tal como indica López Jimeno,(2007) pueden incrementar la resistencia a tracción y la resistencia a abrasión, se reduce la deformación bajo cargas permanentes, y la fragilidad, aumenta la tenacidad, y se incrementa notablemente la resistencia a flexión tras la fisuración, mejora la capacidad de absorción de la energía de impacto, y controla las fisuras en el proceso de endurecimiento. La ductilidad de los forjados de HRFA es mayor que el de los forjados reforzados con barras de acero transversales y longitudinales, gracias al endurecimiento por deformación proporcionado por las fibras.

2.3.2. Materiales

El hormigón reforzado con fibras de acero está constituido por una matriz formada por cemento, áridos y agua, en la que se incorporan adicionalmente fibras de acero. Esta adición no condiciona la naturaleza de los componentes del hormigón por lo que éstos deben ser los adecuados para que el hormigón alcance y mantenga las características requeridas. Puesto que la presencia de fibras disminuye la docilidad de estos hormigones, será generalmente necesario el uso de aditivos reductores de agua, que mejoren dicha propiedad.(ACHE, 2000)

2.3.2.1. Fibras de acero

En el Perú no existe casos de forjados con HRFA por lo cual las fibras de acero responderán a las indicaciones internaciones de la ASTM A820-16, UNE 83500-1 y la EHE-08. De acuerdo al Ministerio de Fomento (2011) según el proceso de fabricación se clasifican en: trefiladas (Tipo I), cortadas en láminas (Tipo II), extraídas por rascado en caliente (virutas de acero) (Tipo III) u otras (por ejemplo, fibras de acero fundidas) (Tipo IV). La forma de la fibra tiene una incidencia importante en las características adherentes de la fibra con el hormigón y son muy variada, como se observa en la Figura 2.9 pueden ser: rectas, onduladas, corrugadas, conformadas, entre otras y poseer diversas secciones transversales como: circulares, cuadradas, ovaladas, etc.



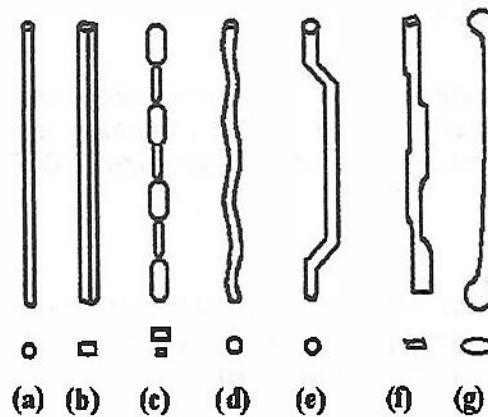


Figura 2.9: Formas de las fibras de acero: a) sección circular; b) sección rectangular; c) dentada; d) ondulada; e) extremos conformados; f) de raspado en caliente; g) extremos ensanchados. (ACHE, 2000)

Las fibras se caracterizan por los siguientes parámetros: sección transversal, diámetro (d), longitud (l_f), y esbeltez (λ). La longitud de la fibra (l_f) se recomienda que sea, como mínimo, 2 veces el tamaño del árido mayor. Es usual el empleo de longitudes de 2,5 a 3 veces el tamaño máximo de árido. Además, el diámetro de la tubería de bombeo exige que la longitud de la fibra sea inferior a $2/3$ del diámetro del tubo. Sin embargo, la longitud de la fibra debe ser suficiente para dar una adherencia necesaria a la matriz y evitar arrancamientos con demasiada facilidad. A igualdad de longitud, las fibras de pequeño diámetro aumentan el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entramado o red de fibras. (Ministerio de Fomento, 2011)

En cuanto a sus propiedades mecánicas tal como se indica en (ASTM A820, 2016) El valor promedio de la resistencia a tracción de las fibras no debe ser inferior a 345 MPa, y la resistencia a tracción de cada fibra no será en ningún caso inferior a 310 MPa.

2.3.2.2. Hormigón Autocompactante

Al añadir las fibras de acero al hormigón provoca una reducción notable en la docilidad del hormigón, por lo cual es recomendable utilizar superplastificantes que mejoren esta propiedad del hormigón a igualdad de relación agua-cemento. A este hecho se suma que al incorporar fibras a la matriz se genera una mayor cantidad de huecos entre los áridos, por lo cual el hormigón necesita en su composición una mayor cantidad (alrededor de un 10%) de arena y finos. Y el tamaño máximo del árido a utilizar debe ser de 20 mm, para que la longitud de las fibras sea lo menor posible, ya que una fibra debe de coser varios áridos contiguos. Medina Sánchez, (2019)

De esta manera para que la fibra de acero quede convenientemente anclada en la masa del hormigón, y se produzca el correcto funcionamiento en un forjado de

HRFA, es recomendable el uso de hormigón autocompactante. El cual se define como aquel hormigón que, como consecuencia de una dosificación estudiada y del empleo de aditivos superplastificantes específicos, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, no presentando segregación, bloqueo de árido grueso, sangrado, ni exudación de la lechada. (Ministerio de Fomento, 2011)

2.3.3. Propiedades Mecánicas del HRFA

El hormigón es un material cuasi quebradizo con una baja capacidad de deformación, especialmente bajo esfuerzos de tracción. El factor responsable de esta respuesta es la presencia de grietas tanto en la zona de transición interfacial como en la matriz de mortero. En la Figura 2.10 se presenta, esquemáticamente, el desarrollo y la transformación de las microfisuras existentes en la zona de transición del hormigón a un sistema mayor de grietas que lleva al ablandamiento del hormigón y, finalmente, a su colapso cuando la tensión aplicada llega hasta aproximadamente el 90% de su capacidad de compresión máxima. (Singh, 2017).

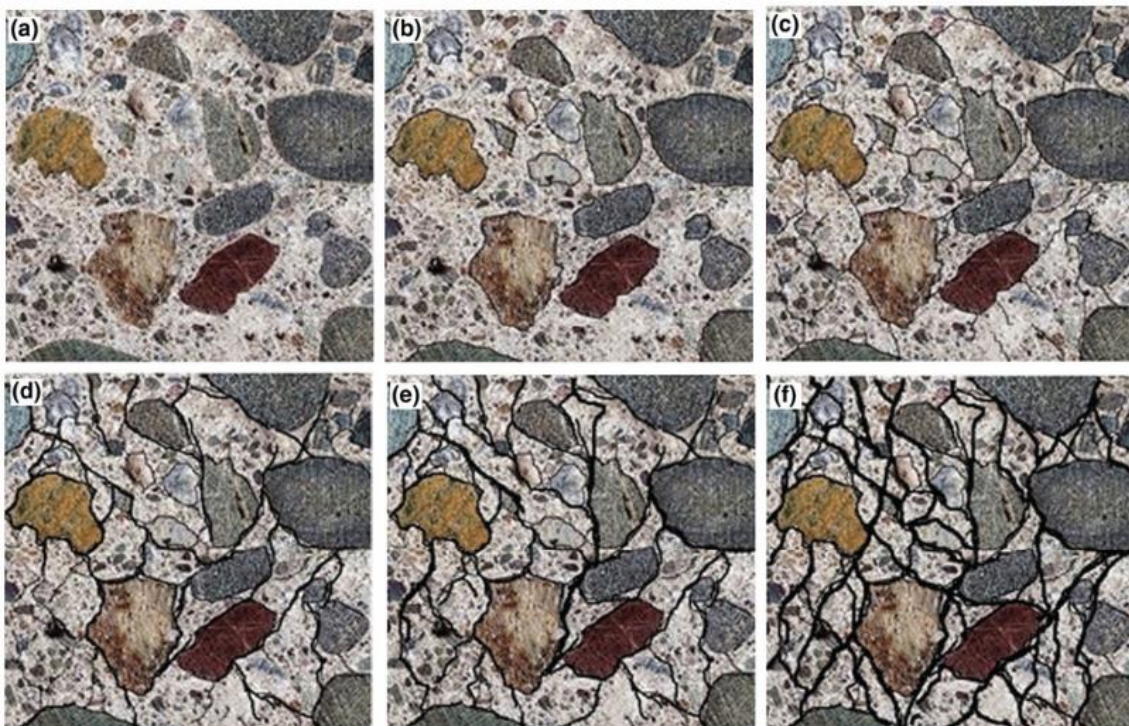


Figura 2.10: Comportamiento del hormigón bajo tensiones aplicadas. (Singh, 2017)

Cuando las fibras de acero se mezclan en el hormigón, ocupan los espacios existentes alrededor de agregados gruesos. En la Figura 2.12 se observa como las fibras rodean la mayor parte de los agregados gruesos presentes en la mezcla y su distribución en la matriz de mortero con una naturaleza aleatoria, formando una telaraña estructural, donde las fibras actúan como tirantes y la matriz como bielas. Las fibras



incrustadas en el hormigón soportan las fuerzas de tracción inducidas en el sistema; mientras que la matriz soporta la compresión, así como distribuye y transfiere las fuerzas de tensión interna hacia las fibras.



Figura 2.11: Muestra del hormigón reforzado con fibras metálicas. (Singh, 2017)

Tal como desarrolla Singh (2017), las fibras presentes en el hormigón no detienen la formación de la microfisuras en la zona de transición interfacial y no tienen ningún aporte hasta que se aplica un nivel de tensión que provoca la extensión de las microfisuras como se aprecia en la Figura 2.10C. Por lo tanto, el hormigón con y sin fibras exhiben un valor casi idéntico de la resistencia a la primera fisura (tanto, para la tensión directa y la resistencia a la flexión). Los esfuerzos son entonces compartidos por la fibra y la matriz en tensión hasta que la matriz se agrieta, a partir de este punto la tensión total es transferida progresivamente a las fibras, momento en el cual gracias a su alta resistencia a tracción y su anclaje a la matriz las fibras detienen o retrasan la apertura, ensanchamiento y posteriormente ampliación de las microfisuras, por lo cual exhibe una capacidad de tensión mejorada, tanto bajo acciones de tracción como de compresión, junto con un valor significativo de la tensión residual.

Adicionalmente ACI 544.6R-15 (2015) indica que, la variante más importante que rigen las propiedades del HRFA son la eficiencia de la fibra y el contenido de fibra (porcentaje de fibra por volumen o peso y total número de fibras). La eficiencia de la fibra está controlada por la resistencia de las fibras a la extracción (*pull out*), que a su vez depende de la fuerza de la unión en la interfaz fibra-matriz. Para fibras con sección uniforme, la resistencia a la extracción aumenta con un aumento en la longitud de la fibra; cuan más larga es la fibra, mayor es su efecto en la mejora de las propiedades del compuesto. Además, dado que la resistencia a la extracción es proporcional a la superficie interfacial, las fibras con secciones transversales no redondas y las redondas de menor diámetro ofrecen más resistencia a la extracción por unidad de volumen que las fibras largas de diámetro redondo. Por lo tanto, cuanto mayor sea el área de superficie interfacial (o cuanto menor sea el diámetro), más eficaz será la unión entre las fibras. Por lo tanto, una alta esbeltez de una fibra está asociada con una alta eficiencia de la fibra.

Es así que las propiedades mecánicas del HRFA está influenciado por el tipo de fibra; la relación entre la longitud y el diámetro (esbeltez), la cantidad de fibra; la resistencia de la matriz; el tamaño, la forma, el método de preparación de la muestra; y el tamaño del agregado. Por esta razón, las mezclas propuestas para su uso en el diseño deben ser testeadas, preferiblemente en muestras que represente el uso final, para verificar los valores característicos asumidos en el diseño. (ACI 544.6R-15, 2015)

El entendimiento de las propiedades mecánicas del HRFA y su comportamiento bajo diferentes estados de carga es un aspecto importante para lograr diseños exitosos, por lo cual es importante conocer su comportamiento bajo esfuerzos de compresión, flexión, cortante, la tenacidad existente y su ductilidad.

2.3.3.1. Compresión

El efecto de las fibras de acero sobre la resistencia a la compresión de hormigón es variable. Desde estudios donde la mejora es insignificante hasta un aumento típico del 23%. Las curvas típicas de tensión-deformación para el HRFA se muestran en la Figura 2.12. En estos diagramas, la fase lineal es muy similar a la del hormigón sin fibras, posteriormente en el pico del esfuerzo se puede observar un aumento sustancial de la deformación, en este punto el hormigón se fisura y las fibras comienzan a traccionarse, y finalmente la pendiente descendente es menos empinada que la del espécimen de control sin fibras debido al esfuerzo soportado por las fibras que cosen las fisuras. Esto es un indicativo de una sustancialmente mayor tenacidad, esta mejora impartida por las fibras previene fallas repentinas y explosivas bajo cargas estáticas, y permite la absorción de energía bajo cargas dinámicas. (ACI 544.6R-15, 2015)

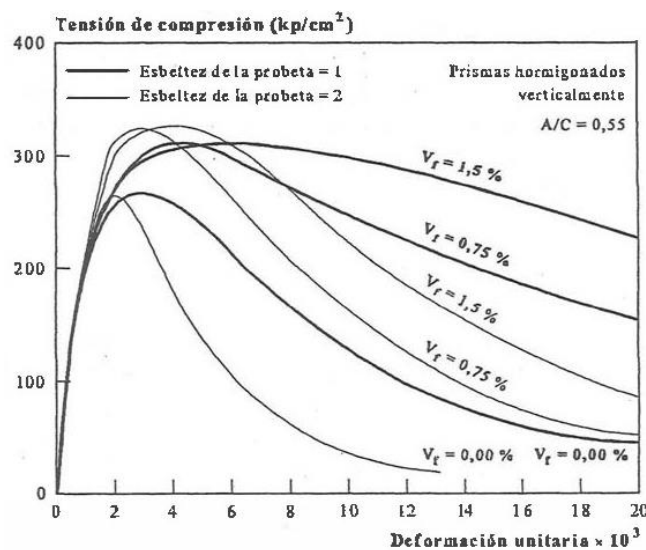


Figura 2.12: Curva Tensión- Deformación de HRFA en compresión. (ACHE, 2000).



2.3.3.2. Flexión

A diferencia del hormigón simple, el HRFA exhibe una mayor resistencia a la flexión gracias al aporte de las fibras, aunque la resistencia inicial al agrietamiento es casi la misma que del hormigón simple. En la Figura 2.9 se observa una curva típica de carga-deformación, donde se observan dos valores representativos. El primer punto A, es cuando la carga genera la primera fisura, y la curva se aparta de la linealidad. Y el otro punto C corresponde a la máxima carga resistida, denominada comúnmente módulo de ruptura. A partir de este punto el aporte es únicamente de las fibras a flexión. (ACI 544.4R-18, 2018)

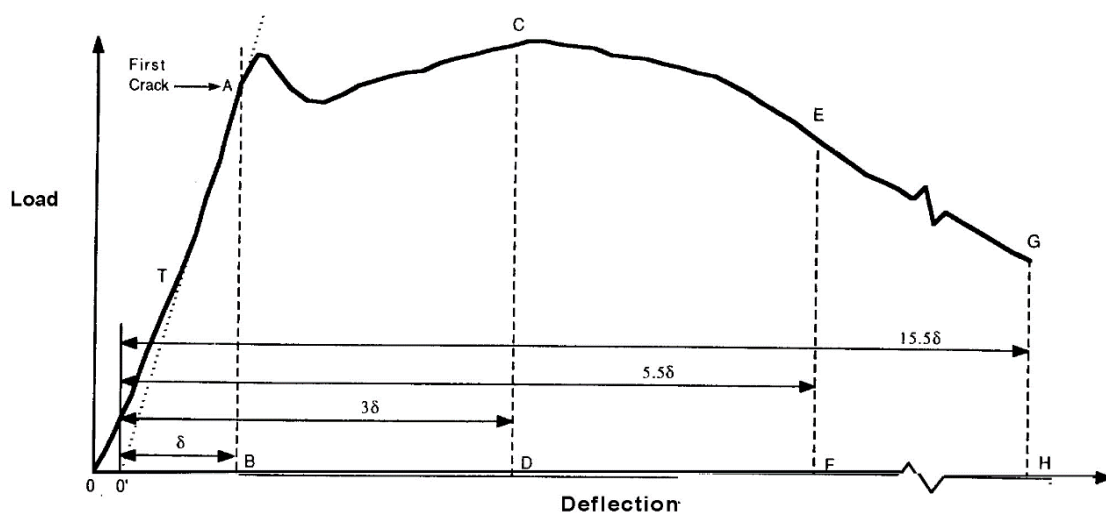


Figura 2.13: Curva Carga-Deformación de HRFA en flexión. (ACI 544.4R-18, 2018)

La resistencia máxima a la flexión generalmente aumenta en relación al producto de la concentración del volumen de fibra v_f y de la esbeltez l/d . Las concentraciones inferiores a 0.5 por ciento del volumen de relación de baja esbeltez (aproximadamente menores a 50) tienen efecto insignificante sobre las propiedades de resistencia estática. En cuanto a las mayores concentraciones de fibras prismáticas o con extremos en forma de gancho, han producido aumentos de la resistencia a la flexión en comparación con matrices no reforzadas de hasta el 100 por ciento. (ACI 544.6R-15, 2015)

2.3.3.3. Tenacidad

La tenacidad es una característica importante y que caracteriza al HRFA. Bajo una carga estática, la tenacidad se puede definir como la energía total absorbida antes de la separación completa o de la rotura completa de la muestra y está representada como el área bajo la curva carga-deflexión. El índice de tenacidad depende, sobre todo, del contenido, del tipo y de la esbeltez de las fibras, y son esencialmente independientes

de la matriz ya sea mortero u hormigón; es decir, los índices de tenacidad reflejan, principalmente, el incremento de tenacidad debido a las fibras y no a cualquier otro mecanismo de refuerzo como, por ejemplo, el incremento de la resistencia a primera fisura. En general las fibras onduladas, de superficie deformada y las fibras con ganchos producen índices de tenacidad mayores que las fibras lisas rectas, además con el uso de estas fibras se logran obtener valores de tenacidad que indican un comportamiento plástico tras la primera fisura que se aproxima al comportamiento del acero templado después de alcanzar su punto de fluencia.(ACI 544.6R-15, 2015)

2.3.3.4. Cortante

Tal como describe (Singh, 2017), las fibras juegan múltiples papeles en la mejora de la capacidad a cortante. Como se ha descrito anteriormente Las fibras de acero retrasan la apertura y propagación de las grietas diagonales. Posteriormente redireccionan los esfuerzos de tracción a través de las grietas y evitan la rotura prematura del hormigón que generalmente ocurre a lo largo del acero de refuerzo a flexión. Cuando las fibras confieren al hormigón un comportamiento de endurecimiento por deformación son más efectivas debido generalmente a que: transfieren los esfuerzos de tracción a través de las grietas diagonales; permitir una mejor transferencia de los esfuerzos cortante en las interfaces ya que mejora el engranaje de los agregados, debido a la reducción de la apertura de fisuras diagonales; e incrementa el efecto pasador debido a una mayor resistencia a la tracción. Inicialmente cuando se aplica carga sobre la viga las fibras y los agregados contribuyen a la capacidad de corte, pero conforme la carga crece y las grietas iniciales se ensanchan, el esfuerzo cortante resistido por el engranaje de los agregados decae a un ritmo muy rápido siendo la mayor contribución de las fibras de acero. En este caso las fibras desempeñan el papel de acero transversal y controlan el esfuerzo resistido pro el alma antes del colapso por cortante. Los factores más importantes de acuerdo a (ACHE, 2000), que influyen en la capacidad a cortante del HRFA son:

- La relación a/d entre la distancia a desde el punto de aplicación de la carga hasta el eje del apoyo y el canto útil d de la pieza: cuanto mayor es el valor de a/d , menor es la resistencia a cortante y mayor, sin embargo, el incremento resistente suministrado por las fibras respecto de las vigas no reforzadas con fibras.
- La cuantía de la armadura de tracción: si aumenta, también lo hacen la resistencia a cortante a primera fisura oblicua y la resistencia última a cortante.
- El canto útil d de las vigas, cuyo incremento se traduce en mejoras de la capacidad resistente a corte.



- La resistencia a tracción indirecta obtenida mediante ensayo brasileño, cuyo aumento conduce a mejorar la resistencia a cortante.
- El contenido, el tipo y la esbeltez de las fibras influyen significativamente en la resistencia a cortante de los elementos de HRFA.
- La resistencia a compresión de la matriz, ya que mejora la adherencia fibras-matriz.

En cuanto a la resistencia a cortante bajo acciones cíclicas (Kytinou et al., 2020) realizó una campaña experimental de 11 especímenes con diferentes contenidos de fibra, con estribos y sin estribos, así como un espécimen de control con acero de refuerzo convencional y sin fibras. De lo cual pudo determinar que los especímenes de HRFA exhiben una respuesta histórica mejorada en términos de rigidez, capacidad de carga, deformación, capacidad de disipación de energía y comportamiento de agrietamiento. En las vigas con un volumen de fibras de 1% a 3% presentaron un aumento del 17 al 28% de disipación de energía y su respuesta histórica ante los esfuerzos cortante es comparable con las vigas reforzadas con acero convencional. Siendo una ventaja añadida ante esfuerzos sísmicos la posible eliminación de acero de refuerzo transversal (estribos).

2.3.3.5. Ductilidad

La ductilidad puede considerarse como la capacidad que tiene la estructura de soportar deformaciones plásticas importantes sin que disminuya su resistencia mecánica. En ingeniería es muy importante conocer la ductilidad dado que ésta demuestra hasta qué punto puede deformarse un material sin alcanzar la rotura. Hay dos principales aspectos de ductilidad en el diseño de estructuras reforzadas con fibras, a nivel material y a nivel estructural.

En el hormigón convencional, una vez que se produce el agrietamiento por tensión, se pueden generar deformaciones tal que, tan pronto como se forman las grietas, estas tienden a ensancharse y propagarse. En estas circunstancias, el material sufre un ablandamiento por deformación bajo cargas uniaxiales, y es visto como un comportamiento frágil para aplicaciones estructurales. Con la incorporación de fibras, el ensanchamiento y propagación de las fisuras requiere una mayor cantidad de energía que la necesaria para generar las primeras grietas, en este caso se forman múltiples fisuras y la concentración de ellas se produce en mayores niveles de tensión y deformación. En tal caso, el material sufre un endurecimiento por deformación. Ese comportamiento es relevante para forjados estructurales reforzadas con fibras para los cuales un material con un comportamiento de ablandamiento por deformación como es el hormigón puede exhibir un comportamiento de endurecimiento por deflexión gracias a las fibras. En el endurecimiento por deflexión en losas bidireccionales, se forma un

patrón difuso de fisuras en la superficie baja del forjado, donde se han producido altas tensiones de tracción.(ACI 544.6R-15, 2015)

El segundo modo de ductilidad se debe al comportamiento estructural, donde se produce la redistribución de las cargas debido a las redundancias de pilares en el sistema estructural. En este caso, la geometría y el grado de indeterminación de la estructura juega un papel importante en su respuesta. Para un sistema estáticamente determinado de una viga simplemente apoyada, la primera grieta que se localiza en una línea de fluencia sirve para formar un mecanismo de colapso. Cuando el grado de una estructura indeterminada es mayor debido a la redundancia de las condiciones de apoyo, que es el caso de vigas continuas y losas sin juntas, entonces un número mínimo de líneas de fluencia son necesarios para iniciar un mecanismo de colapso. Bajo estas circunstancias, el grado de hiperestaticidad aumenta la capacidad de carga.(ACI 544.6R-15, 2015)

2.3.3.6. Durabilidad

En el caso del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) la durabilidad dependerá tanto de las características del hormigón y de las fibras como de la interrelación entre ambos. Asimismo, la estructura porosa resultante y la fase acuosa contenida en los poros influirán de forma decisiva sobre la accesibilidad de agentes agresivos externos hasta las fibras, ya que el contenido de fase líquida en los poros influye enormemente en la velocidad de difusión de gases e iones, a la vez que dicha fase acuosa actúa como medio electrolítico en los procesos de corrosión del acero. El efecto de la adición de fibras de acero al hormigón sobre la durabilidad viene dado fundamentalmente por los cambios de microestructura en la zona de la interface acero-pasta, por la falta de continuidad de las fibras y por la reducción en la fisuración del material. Se mejora la permeabilidad y la capilaridad aumentan con la adición de fibras. (ACHE, 2000)

La adición de fibras de acero en el hormigón genera comportamientos mecánicos caracterizados por presentar un mayor número de fisuras con menores valores de abertura de fisura, factor importante en los requerimientos de durabilidad. Uno de los aspectos más preocupantes es la corrosión. En Los hormigones reforzados con fibras de acero son, en general, menos sensibles a la corrosión metálica que el hormigón armado convencional, limitándose ésta a la zona superficial. Este hecho se debe a la distribución aleatoria de las fibras, a la ausencia de interconexión eléctrica y a la disminución de la microfisuración de toda la matriz cementante En hormigones sin fisuras se ha constatado que la corrosión de las fibras se limita a la superficie del hormigón. Una vez que la superficie está corroída, el efecto de la corrosión no se propaga más de 2 mm a partir de la superficie. Las fibras muestran una buena resistencia



a la corrosión en elementos no fisurados, aun cuando los elementos se encuentren expuestos a agua de mar. (ACI 544.4R-18, 2018)

2.3.4. Comportamiento estructural dinámico (Sismo)

El hormigón reforzado con fibras de acero HRFA ha demostrado ser efectivo para elementos estructurales en regiones de alta sismicidad, proporcionando mayor resistencia y añadiendo ductilidad. Además, se producen ahorros importantes en los materiales y la mano de obra, ya que las fibras de acero permiten reemplazar el tedioso proceso de armado de las barras de refuerzo en zonas congestionadas. (Kopczynski & Whiteley, 2016)

Por ejemplo (Spadea & Bencardino, 1997) realizaron ensayos sobre vigas de hormigón armado reforzadas con diferentes dosificaciones de fibras de acero bajo cargas cíclicas, donde se obtuvieron incrementos del 20 a 25% en el momento de fluencia e incrementos de 10 a 15% en el momento último, con volúmenes de fibra de 1 a 2%, en dosificaciones menores de 0.5% se observó un incremento de 8% y 5% respectivamente. Además, se determinó que el HRFA absorbe más energía presentando menores deformaciones con menor curvatura residual ante las cargas cíclicas. Confirmando que para porcentajes de fibra de al menos 1% y no más de 2% la ductilidad adquirida del material le permite absorber una mayor energía de aproximadamente el 40% más que la carga necesaria para deformar un hormigón simple. Estas fibras se pueden utilizar ventajosamente en la realización de nodos de estructuras en zonas sísmicas donde es necesario fortalecer las estructuras y aumentar su ductilidad.

A su vez Parra-Montesinos et al., (2005) estudio el comportamiento de uniones viga – columna sometido a cargas cíclicas, mediante el uso de HRFA con Hormigones de alta resistencia en especímenes en los cuales se comprobó la posibilidad de eliminar el confinamiento con estribos, incrementar el espaciamiento de estos y reducir la longitud de anclaje de las barras longitudinales, demostrando que el HRFA tiene una gran capacidad de resistencia a cortante. Igualmente Lequesne et al., (2011) utilizo este material aplicado en vigas de acoplamiento de muros estructurales bajo cargas cíclicas en ocho especímenes con diferentes relaciones de luz – peralte que oscilan entre 1.75 y 3.3. La ductilidad a flexión y compresión del material permitió reducir aproximadamente un 70% del refuerzo diagonal en relaciones Luz-peralte de 1.75 y permitió eliminar completamente las barras diagonales en vigas con relación luz-peralte de 2.75 y 3.3. A su vez la capacidad a cortante mejoro hasta en un 7%.

Todas estas investigaciones han permitido desarrollar aplicaciones reales en zonas de alta sismicidad es así que en el 2017 se completó la construcción *de Lincoln Square Expansion* construcción en la cual se utilizó HRFA en las vigas de acoplamiento

de muros estructurales lo cual permitió reducir significativamente la cantidad de acero de refuerzo en las zonas congestionadas. La estructura consiste en un área comercial en los primeros niveles y dos torres de gran altura, una de 41 niveles destinados a uso de un hotel y departamentos de lujo y otra torre de 31 niveles para uso de oficinas, ubicadas en Bellevue, Washington. Tradicionalmente son usadas barras diagonales para reforzar las vigas de acoplamiento combinadas con estribos y confinamientos con poco espaciamiento, esto genera zonas congestionadas y que generan conflictos con las barras de refuerzo de los muros estructurales. Con el uso de HRFA se pudo remover las barras diagonales y la campaña experimental demostró que el HRFA aportaba un 60% del total de la capacidad a cortante de la viga, adicionalmente las fibras aportaron un 15% en la resistencia a flexión de las vigas de acoplamiento, permitiendo reducir un 40% del acero de refuerzo comparado con un refuerzo tradicional. En la Figura 2.14 se puede observar cómo era el diseño de las vigas de acoplamiento iniciales de HA para las torres con un excesivo pero necesario acero de refuerzo, y a su vez se muestra el refuerzo finalmente utilizado mediante la combinación de acero de refuerzo pasivo con HRFA.

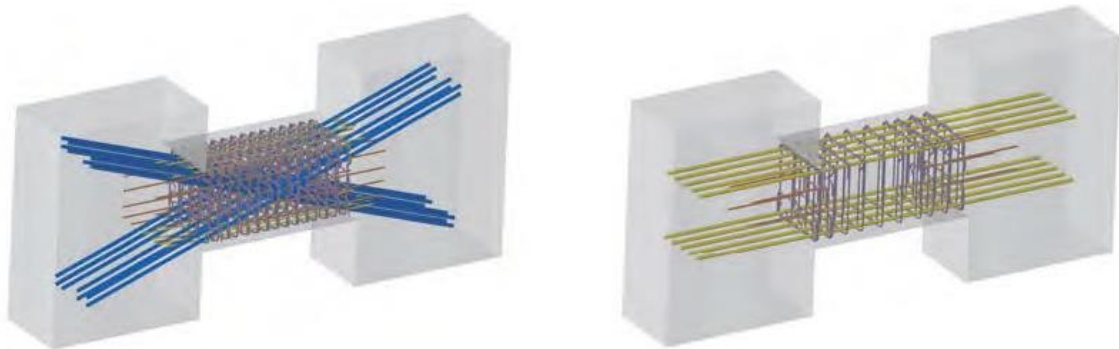


Figura 2.14: Vigas de acoplamiento reforzadas con hormigón armado (izquierda), y con HRFA y acero de refuerzo (derecha). (Kopczynski & Whiteley, 2016)

2.4. ANTECEDENTES DE LA APLICACIÓN DE FORJADOS DE HRFA A NIVEL INTERNACIONAL

2.4.1. Sistema estructural TAB-SLAB™

La empresa internacional ArcelorMittal ha impulsado en Europa el diseño de forjados de HRFA mediante su sistema denominado TAB-SLAB™.

Como describe (ArcelorMittal, 2021) "TAB-SLAB™ es la primera solución en el mundo para edificios con losas de forjado armadas sólo con fibras de acero y con distancias entre pilares de hasta 10 m. Aumentando la dosificación (hasta 100 kg/m³), es posible obtener un hormigón armado con fibra de acero completamente dúctil, con una capacidad para soportar carga similar a la del hormigón armado tradicional. La



fórmula del hormigón empleado en TAB-Slab™ se ha desarrollado de modo que sea fácilmente bombeable y casi autocompactable y autonivelante. A día de hoy, ya se han ejecutado más de 40 proyectos en Europa, entre los que destaca un edificio de oficinas de 16 plantas en Estonia”.

En todos estos proyectos se utilizó la fibra de Acero denominada Tabix 1.3/50 la cual está diseñada bajo los estándares de las normas EN 14889-1 y ASTM A820/A820M, en la Tabla 2.1, se agruparon las propiedades mecánicas y físicas de esta fibra ondulada.

Tabla 2.1: Propiedades geométricas y mecánicas de fibra de acero Tabix 1.3/50. (ArcelorMittal, 2011)

Tabix 1.3/50	
Diámetro de la fibra (d)	1.30 mm (± 0.04 mm)
Longitud de la Fibra (L)	50.0 mm (+ 2/-3 mm)
Profundidad de la ondulación (w)	0.40 - 0.65 mm
Longitud de la ondulación (l)	8.00 mm
Esbeltez (L/d)	38
Numero de fibras por kg	1850
Longitud total de las fibras en 10 kg	910 m
Resistencia a Tracción	900 N/mm ²

En la Tabla 2.2 se resumen algunos de los proyectos ejecutados con forjados de HRFA con el empleo de las fibras Tabix 1.3/50.

Tabla 2.2: Edificaciones construidas con HRFA en Europa. Recopilación de (ArcelorMittal, 2021)

Nombre del Proyecto	Superficie m ²	Espesor cm	Dosificación kg/m ³	Ubicación
Goethe Str. BA VI,	400	20	100	Alemania
Ritzer KG,	235	20	100	Austria
Delta Apartments	420	23	100	Bélgica
Edificio Central LKS Ingeniera	4000	30	100	España
Rocca Tower	13300	28	100	Estonia
Triangle office	1440	22	100	Estonia
Marupe Office	1200	25	100	Letonia
Ditton nams shopping mall	2700	20	100	Letonia
Centre de formation pour conducteurs	240	40	100	Luxemburgo

Su edificación más representativa de 16 niveles ubicada en Estonia, es el edificio Rocca Tower, tal como lo describe (Destrée & AcelorMittal, 2009) es una estructura aproximada de 550m² en cada nivel, y tiene una curvatura triangular en planta. Las luces máximas entre columnas o muros estructurales fueron de 7.0 m, el espesor del forjado es de 210mm e incluye 100 kg/m³ de Tabix 1.3/50 como único reforzamiento estructural. Se utilizó adicionalmente 5 barras \varnothing 20mm en toda la longitud entre los soportes de columnas y muros, como Armadura contra colapso progresivo APC y se dispuso de armadura de refuerzo tradicional en los ejes de los elevadores para asegurar que las fuerzas horizontales se transmitan bajo todas las circunstancias. En la Figura 2.15 se puede observar el proceso de ejecución, con la Armadura APC vinculando las columnas y muros, así como la ejecución del hormigonado con fibras de acero.



Figura 2.15: Edificio Rocca Tower, Ejecución de la armadura APC (izquierda) y puesta en obra del HRFA (Derecha) (ArcelorMittal, 2021)

En la Figura 2.16 se puede observar a nivel estructural el edificio concluido donde se aprecia el uso de losas sin vigas, las columnas circulares y los muros estructurales en la zona del ascensor, así como el edificio concluido.



Figura 2.16: Rocca Tower. (Ramm Ehitus, 2021)



2.4.2. Armadura contra colapso progresivo (APC)

En caso de que las columnas produzcan daños por punzonamiento en los forjados, es recomendable el uso de un refuerzo adicional para suprimir el daño localizado y que permita redistribuir las cargas entre los demás elementos no dañados. (ACI 544.6R-15, 2015). Los colapsos de algunos edificios basados en forjados de hormigón apoyadas puntualmente en pilares, han demostrado que el desprendimiento de uno de los forjados por punzonamiento puede suponer el impacto de la masa, con carga y sobrecarga de éste sobre el forjado inmediatamente inferior, provocando un colapso sucesivo y repetitivo de todas las plantas del edificio y por lo tanto su destrucción global. Por consiguiente, se recomienda disponer sobre las alineaciones de pilares, longitudinales y transversales, una armadura APC (Anti- Progressive Collapse Rebars) el cual consiste en un mecanismo resistente de seguridad secundario después de que se supere un estado límite último local, y que evite un colapso generalizado de la estructura. (Mitchell & D. Cook; William, 1984 como se citó en Maturana, 2013)

En la Figura 2.17 se representa la falla inicial por punzonamiento y el colapso total de un forjado únicamente con armadura superior en el cual el hormigón se ha desprendido en su totalidad. A su par se observa el deterioro del forjado cuando se disponen de barras inferiores las cuales impiden el colapso de esta misma siempre y cuando la cuantía de esta armadura sea suficiente para soportar los esfuerzos de tracción de cuelgue (Maturana, 2013). El Comité ACI 318, (2019) indica que el refuerzo inferior continuo de la franja de columna, proporciona al forjado cierta capacidad residual de quedar suspendida de los apoyos adyacentes.

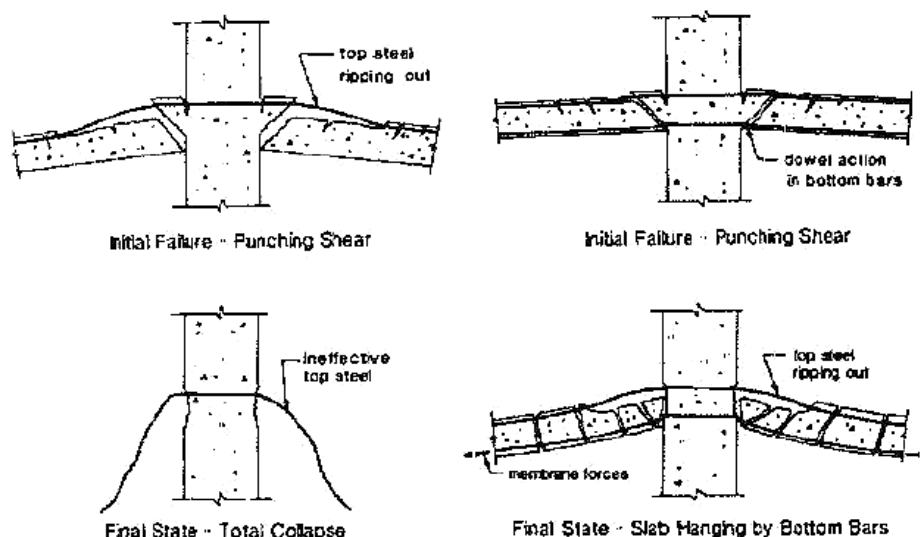


Figura 2.17: Efecto de las armaduras de cuelgue sin armaduras continuas inferiores (izquierda) y con armaduras continuas inferiores (derecha). (Maturana, 2013)

2.5. CONCLUSIONES

- Las cargas sísmicas condicionan los diseños estructurales en Perú debido al alto riesgo sísmico que posee. Donde las experiencias sísmicas previas han determinado que el uso de vigas conjuntamente con muros estructurales es el sistema estructural más resistente ante estas solicitaciones.
- El uso frecuente de forjados aligerados y macizos responde a un bajo coste de la mano de obra y una técnica relativamente sencilla, aunque presenta altos índices de desperdicio. El uso únicamente de forjados sin vigas se limita a pisos de 5 niveles y con vigas peraltadas en todo el contorno de los edificios, ya que provocan la pérdida de rigidez ante los sismos, por lo cual no es muy utilizado en Perú.
- Las fibras de acero proporcionan al hormigón una serie de mejoras a sus propiedades, la más representativa es la resistencia residual a flexión, la cual le permite desarrollar un endurecimiento por flexión después de la fisuración lo cual ha permitido darle usos estructurales a esta mezcla.
- Las fibras de acero dotan al hormigón de una mayor ductilidad lo cual lo hace un material óptimo ante cargas sísmicas, al mismo tiempo que mejora las resistencias a flexión y cortante lo cual permite reducir cuantías elevadas de acero, reduciendo tiempos de ejecución y los costos inherentes.



CAPÍTULO 3.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describirá las bases de cálculo necesarias para determinar los esfuerzos resistentes con el uso de HRFA. El diseño seccional se realizó con la metodología desarrollada en The Model Code 2010 y el análisis último del forjado se realizó mediante las líneas de rotura.

El objetivo principal de este capítulo es detallar las ecuaciones y la base teórica necesaria para realizar los cálculos estructurales, los cuales se encuentran validados a nivel internacional. Este capítulo se divide en los siguientes bloques:

- 3.2 Modelo Constitutivo del HRFA
- 3.3 Diseño en estado límite último (ULS)
- 3.4 Diseño en estado límite de servicio (SLS)
- 3.5 Cálculo plástico de forjados mediante líneas de rotura



3.2. MODELO CONSTITUTIVO DEL HRFA

Un modelo constitutivo es una serie de expresiones que describen la respuesta de un material cuando se aplican tensiones interna o externamente. Estas expresiones constituyen un componente esencial de los modelos de análisis que permiten predecir la respuesta de los miembros estructurales bajo diferentes condiciones de carga. (Singh, 2017) Se han propuesto varios modelos constitutivos por diferentes investigadores en el pasado reciente. Blanco et al. (2013) estudiaron a diferentes autores, mediante una simulación numérica y una campaña experimental para determinar las diferencias de sus modelos en términos de la predicción del comportamiento estructural, es así que concluyeron que el modelo desarrollado por The International Federation for Structural Concrete, (2013), *The Model Code 2010 (MC 2010)* predice satisfactoriamente la respuesta estructural, además de que pretende sentar las bases para futuras normas.

El MC2010 presenta dos modelos constitutivos simplificados que han sido deducidos de los resultados de ensayos a flexión: Un modelo de comportamiento rígido – plástico y un modelo lineal post fisuración (endurecimiento o ablandamiento) como se muestra esquemáticamente en la Figura 3.1, donde f_{Fts} representa la tensión residual en servicio, definido como la resistencia post agrietamiento para una apertura de fisura en servicio y f_{Ftu} representa la última tensión residual.

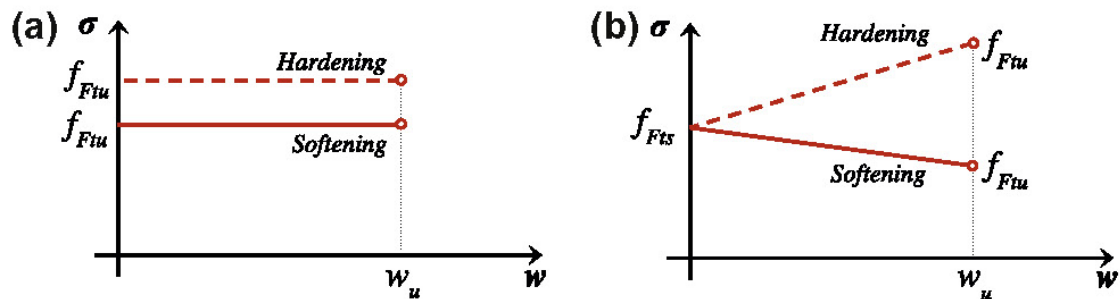


Figura 3.1: Modelos constitutivos simplificados (σ - w): a) Rígido - Plástico b) Lineal – elástico. (Blanco et al., 2013)

Con estos parámetros tal como describe Trindade (2018) se pueden diseñar miembros estructurales de HRFA en Estados Limite de Servicio (SLS) y en Estados Limite Últimos (ULS). En SLS las fibras mejoran la durabilidad reduciendo el ancho de fisura y el espaciamiento de estas, mientras que en ULS las fibras puedes reemplazar parcial o totalmente el acero convencional. En la Figura 3.2 se muestran los pasos principales para el diseño de elementos estructurales de acuerdo al MC2010.

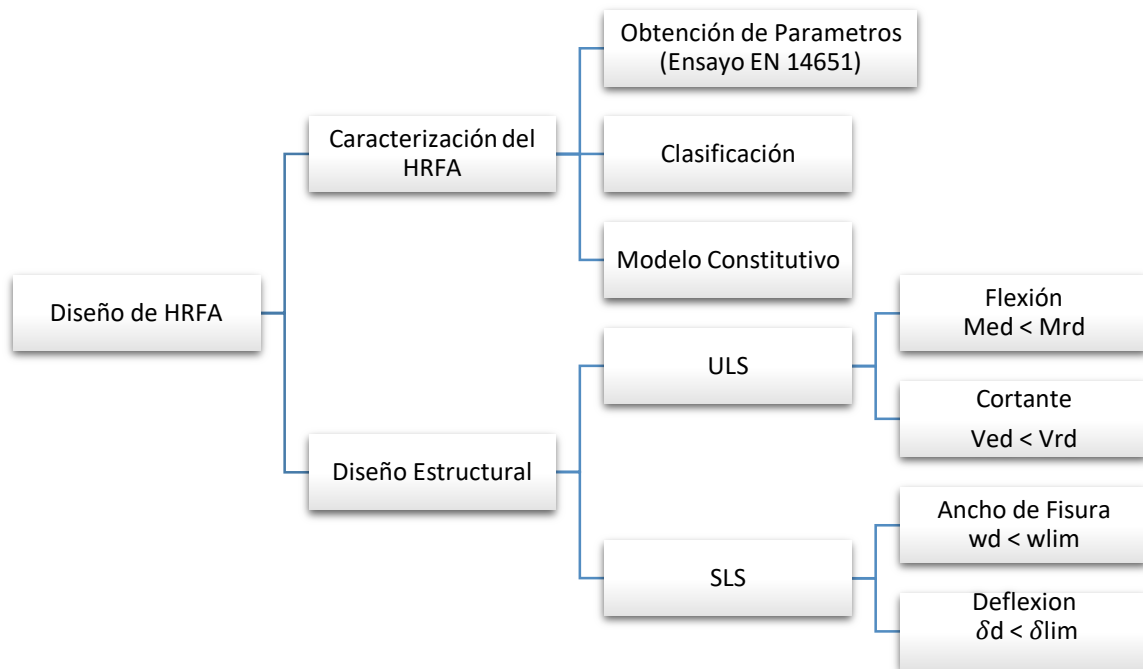


Figura 3.2: Pasos para diseñar con HRFA de acuerdo al MC2010 (Trindade, 2018)

3.2.1. Obtención de Parámetros.

De acuerdo a The International Federation for Structural Concrete (2013) los valores característicos del HRFA pueden determinarse a través de un ensayo de viga con muesca de tres puntos de acuerdo al EN 14651 como se aprecia en la Figura 3.3.

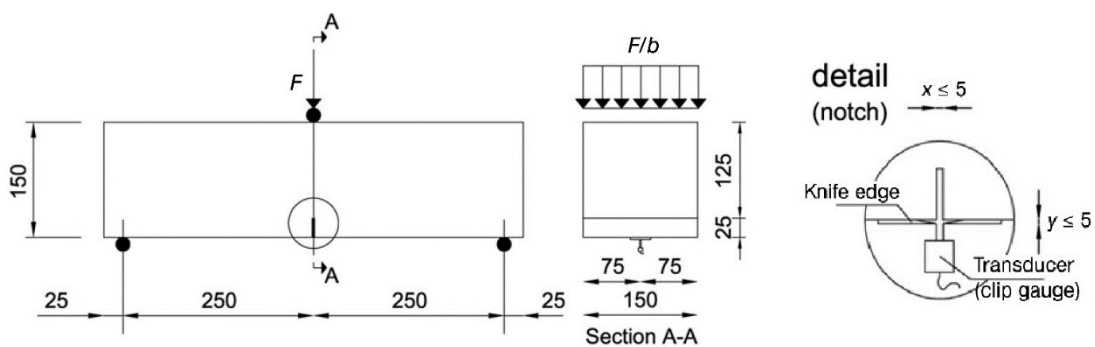


Figura 3.3: Configuración para el ensayo EN 14651 dimensiones en mm (International Federation for Structural Concrete, 2013)

Mediante este test se puede diseñar una curva fuerza vs la deformación producida, la cual es generalmente expresa en términos de abertura de la boca de fisura, (*Crack mouth opening displacement CMOD*), el cual es la apertura de la muesca.



De esta manera asumiendo una sección sin fisurar en el medio de la sección y una distribución de tensiones lineal, la respuesta a tensión del HRFA en términos de resistencia residual a flexión se puede determinar como:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (1)$$

Donde:

- $f_{R,j}$ Resistencia residual a flexión correspondiente a $CMOD = CMOD_j$ (MPa)
- F_j Es la fuerza correspondiente a $CMOD = CMOD_j$ (N)
- l Longitud de la viga (mm)
- b Base del espécimen (mm)
- h_{sp} Distancia entre la superficie de la muesca hasta la parte superior del espécimen (125 mm)

En la Figura 3.4 se puede observar una curva típica de Fuerza vs CMOD determinada con el ensayo EN 14651

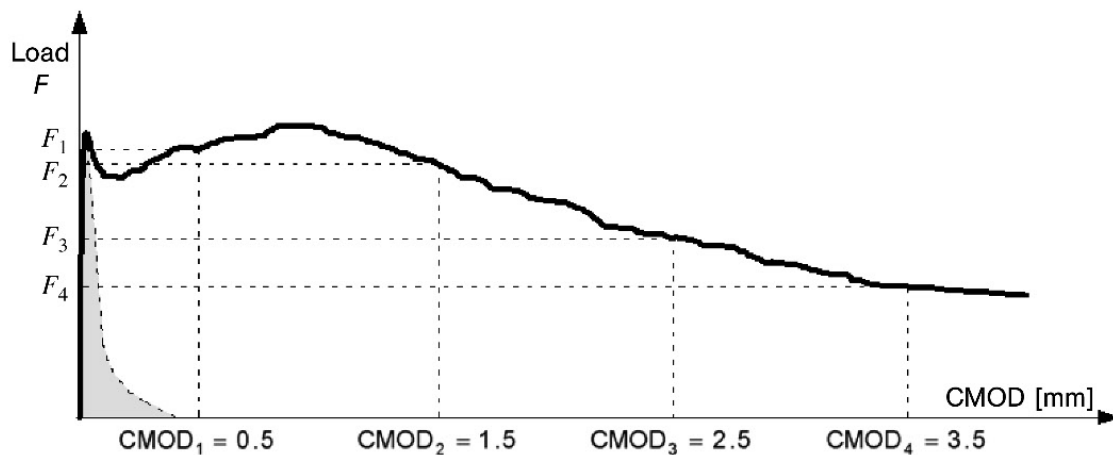


Figura 3.4: Curva típica Fuerza-CMOD de un HRFA (International Federation for Structural Concrete, 2013)

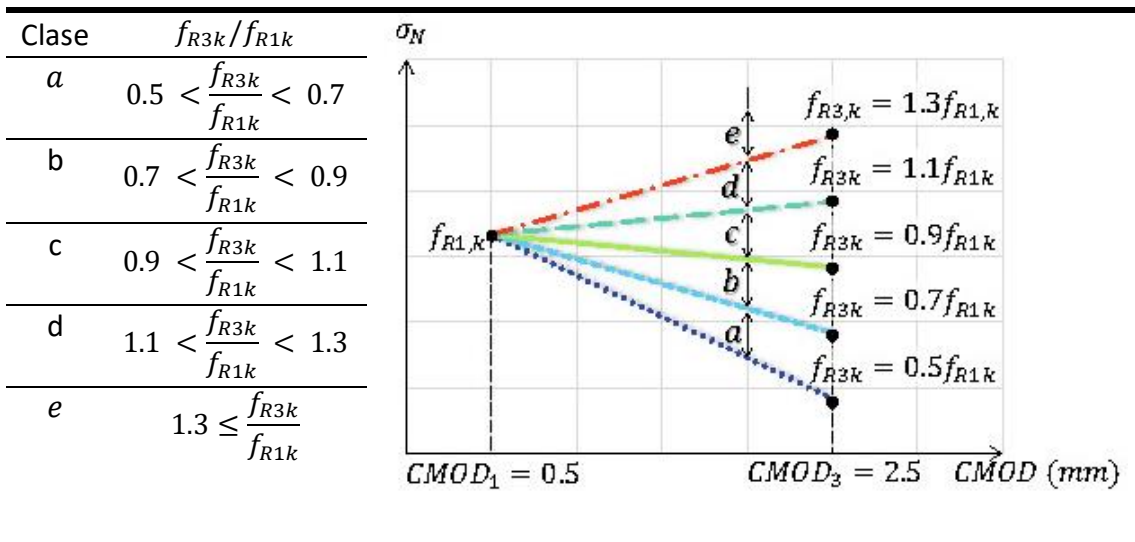
3.2.2. Clasificación

Para clasificar la resistencia post agrietamiento del HRFA, se puede asumir un comportamiento lineal, considerando las resistencias residuales a flexión características significativas para condiciones de servicio f_{R1k} y condiciones ultimas f_{R3k} . De este modo se clasifica el HRFA por el intervalo de resistencia basado en el valor de f_{R1k} .

$$f_{R1k} = 1.0 : 1.5 : 2.0 : 2.5 : 3.0 : 4.0 : 5.0 : 6.0 : 7.0 : 8.0 \dots [MPa]$$

Mientras que se asigna una letra a, b, c, d, e correspondientes a los ratios de re tensión residual f_{R3k}/f_{R1k} , tal como se observa en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Definición del segundo parámetro basado en el ratio de resistencia residual. (International Federation for Structural Concrete, 2013)



Estos parámetros tienen que ser especificados por el proyectista en la definición del material. EL HRFA puede sustituir parcialmente o en su totalidad el refuerzo de acero pasivo convencional en estado límite último si se cumplen las siguientes condiciones:

$$f_{R1k}/f_{Lk} > 0.4 \quad (2)$$

$$f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5 \quad (3)$$

3.2.3. Modelo Rígido – Plástico

El modelo Rígido – Plástico está basado en la asunción que la distribución de tensiones de compresión se concentra en la fibra superior de la sección, mientras que la tensión post agrietamiento residual esta uniformemente distribuida en toda la sección. Esta relación puede ser obtenida mediante el equilibrio rotacional en ULS como se observa en la Figura 3.5, asumiendo un ancho de fisura $w_u = CMOD_3 = 2.5 \text{ mm}$. (Di Prisco, Colombo, et al., 2013)

El momento flector externo $M_{u,ext}$, y el interno $M_{u,int}$ que actúa sobre la distribución de tensiones en la sección se calcula con la siguiente expresión, donde h_{sp} es la distancia desde la muesca hasta el borde de la viga y b es el ancho de la sección.



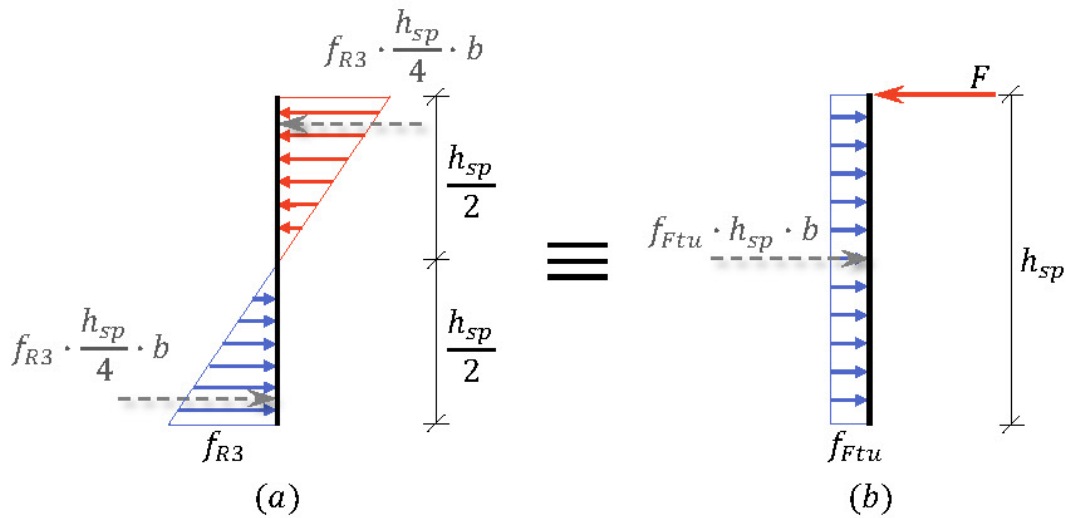


Figura 3.5: Equilibrio seccional en el modelo Rígido - Plástico. (Trindade, 2018)

$$M_{u,ext} = \frac{f_{R3} \cdot h_{sp} \cdot b}{4} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{h_{sp}}{2} + \frac{2}{3} \cdot \frac{h_{sp}}{2} \right) = \frac{f_{R3} \cdot b \cdot h_{sp}^2}{6} \quad (4)$$

$$M_{u,int} = f_{Ftu} \cdot h_{sp} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{sp}}{2} \right) = \frac{f_{Ftu} \cdot b \cdot h_{sp}^2}{6} \quad (5)$$

Equilibrando $M_{u,int}$, y $M_{u,ext}$, se obtiene la expresión de la resistencia residual última a flexión.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad (6)$$

Donde:

f_{R3} Resistencia residual a flexión cuando $CMOD_3 = 2.5mm$

3.2.4. Modelo Lineal

El modelo lineal requiere de la identificación de dos valores de referencia: La resistencia residual a servicio f_{Fts} y la resistencia residual última f_{Ftu} , los cuales son obtenidos asumiendo una distribución de tensiones y deformaciones como se aprecia en la Figura 3.6. (Di Prisco, Colombo, et al., 2013)

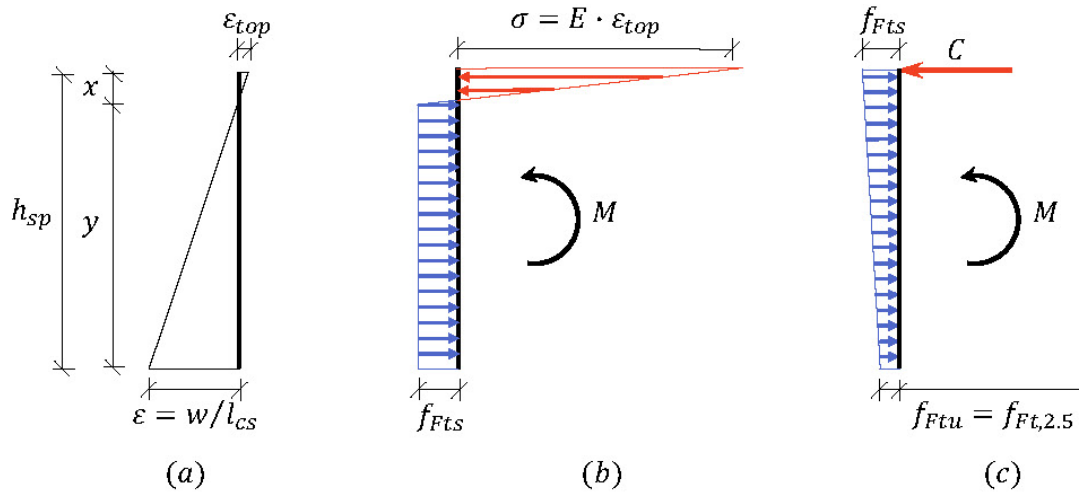


Figura 3.6: Modelo lineal aproximado: a) Diagrama de distribución de tensiones para b) SLS y c) ULS. (Trindade, 2018)

En SLS el modelo lineal considera un comportamiento elastoplástico en tracción uniaxial y un comportamiento elástico en compresión uniaxial como se aprecia en la Figura 3.6b. En cuanto a la compresión uniaxial, la tensión es calculada como $\sigma = E \cdot \varepsilon_{top}$ y la deformación compatible es dada por: $\varepsilon_{top}/x = \varepsilon/y$. Donde E es el módulo de Young del concreto, x es la profundidad de la zona de compresión, y es la distancia entre el eje neutro y la zona de tracción en la sección, ε_{top} es la máxima deformación por compresión y ε es la máxima deformación en tracción. Para la parte inferior de la sección, correspondiente a la tracción uniaxial, se realizan las siguientes suposiciones: El ancho de fisura $w = CMOD_1 = 0.5mm$; $y = h_{sp} - x$, la longitud estructural característica $l_{cs} = h_{sp}$ y la máxima tensión a tracción es $\varepsilon = w/l_{cs}$. (Trindade, 2018) Finalmente la tensión a compresión se puede escribir como:

$$\sigma = E \cdot \frac{w}{yl_{cs}} \cdot x \quad (7)$$

Del equilibrio de fuerzas horizontales se puede deducir.

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{x}{2} - f_{Fts} \cdot b \cdot \frac{\left(\frac{f_{Fts} \cdot x}{\sigma}\right)}{2} - f_{Fts} \cdot b \cdot \left(y - \frac{f_{Fts} \cdot x}{\sigma}\right) = 0 \quad (8)$$

Y el equilibrio rotacional puede ser calculado asumiendo un momento externo aplicado $M_{u,ext}$.

$$M_{u,ext} = f_{Fts} \cdot b \cdot y \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot y + \frac{2}{3} \cdot x\right) - \frac{f_{Fts}^2 \cdot x \cdot b}{2 \cdot \sigma} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{f_{Fts} \cdot x}{\sigma} + \frac{2}{3} \cdot x\right) \quad (9)$$



Y el momento interno correspondiente a $CMOD_1$, se puede expresar como:

$$M_{u,int} = \frac{f_{R1} \cdot b \cdot h_{sp}^2}{6} \quad (10)$$

De esta manera se pueden igualar $M_{u,ext} = M_{u,int}$ e igualando con (8) se puede establecer una relación entre f_{Fts} y f_{R1} .

$$f_{Fts} = k_a \cdot (E, lcs) \cdot f_{R1} \quad (11)$$

Donde k_a es una función del módulo elástico E y la longitud estructural característica lcs . Asumiendo que $lcs = h_{sp}$, k_a se vuelve una función de E y se encuentra en el intervalo de $0.361 \leq k_a \leq 0.378$, donde el valor promedio es aplicado siendo $k_a = 0.37$. (Di Prisco, Colombo, et al., 2013)

En ULS, las fuerzas de compresión actúan en la parte superior de la sección y las fuerzas de tracción son asumidas como una la distribución lineal en toda la sección. Además son considerados una abertura de fisura ultima de $w_u = 2.5 \text{ mm}$ para una resistencia residual a flexión de $f_{FT,2.5}$ y una relación para un comportamiento de ablandamiento. Como se observa en Figura 2.6 el valor de $k_b f_{R1}$ corresponde a un ancho de fisura $w = 0 \text{ mm}$ y $k_a f_{R1}$ corresponde a un ancho de fisura $w = 0.5 \text{ mm}$. (Trindade, 2018)

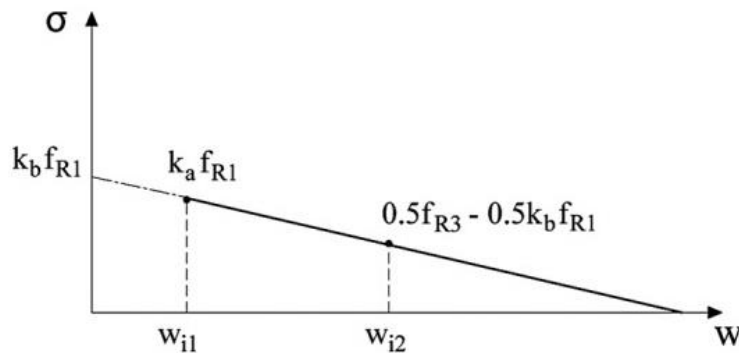


Figura 3.7: Coeficientes k_a y k_b (Di Prisco, Colombo, et al., 2013)

El equilibrio rotacional $M_{u,ext} = M_{u,int}$ en ULS puede determinarse como:

$$f_{FT,2.5} \cdot \frac{b \cdot h_{sp}^2}{6} + (k_b \cdot f_{R1} - f_{FT,2.5}) \cdot \frac{b \cdot h_{sp}^2}{6} = \frac{f_{R3} \cdot b \cdot h_{sp}^2}{6} \quad (12)$$

Resolviendo esta ecuación se determina la siguiente relación.

$$f_{FT,2.5} = \frac{f_{R3}}{2} - \frac{k_b \cdot f_{R1}}{2} \quad (13)$$

El modelo debe ajustarse en el punto donde $\sigma = k_a \cdot f_{R1}$ y $w = 0.5 \text{ mm}$, donde $k_a = 0.37$, por consecuencia k_b puede expresarse como:

$$k_b = 0.529 - 0.143 \frac{f_{R3}}{f_{R1}} \quad (14)$$

El valor de f_{R2} es igual a $0.5f_{R1}$, este valor aproximado es una asunción para considerar los compuestos de HRF como estructurales. (Di Prisco, Ferrara, et al., 2013), por consiguiente (13) puede reescribirse como:

$$f_{Ft,2.5} = 0.5f_{R2} - 0.2f_{R1} \quad (15)$$

Finalmente, para obtener la resistencia residual a flexión para servicio se considera $\sigma = f_{Fts}$, donde $\sigma = k_b f_{R1} = 0.45f_{R1}$ y $w = 0 \text{ mm}$, de esta manera se obtiene que:

$$f_{Fts} = 0.45f_{R1} \quad (16)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \geq 0 \quad (17)$$

Donde:

w_u Máxima apertura de fisura aceptada en el diseño

3.2.5. Factores de seguridad

Los valores de diseño para la resistencia post agrietamiento se determina como:

$$f_{Ftsd} = f_{Ftsk} / \gamma_F \quad (18)$$

$$f_{Ftud} = f_{Ftuk} / \gamma_F \quad (19)$$

Donde los factores de seguridad recomendados por The International Federation for Structural Concrete (2013) para valores de resistencia residual a tensión para estados limites últimos es $\gamma_F = 1.5$ y para Estado límite de servicio (SLS) puede tomar un valor de $\gamma_F = 1.0$.



3.3. DISEÑO EN ESTADO LÍMITE ULTIMO (ULS)

3.3.1. Flexión

La falla por flexión se desarrolla cuando algunas de las siguientes condiciones se presentan:

- Se desarrolla la máxima resistencia a compresión, ε_{cu} en el HRFA.
- Se desarrolla la máxima resistencia a tracción, ε_{su} en el acero.
- Se desarrolla la máxima resistencia a tracción, ε_{Fu} en el HRFA.

El diseño a flexión de una estructura de HRFA sigue el mismo procedimiento de un HA, incluyendo la contribución de las fibras en la estructura. Como se aprecia en la Figura 3.8 esta contribución se puede simplificar en un bloque rectangular de tensiones actuando en el bloque de tracciones.

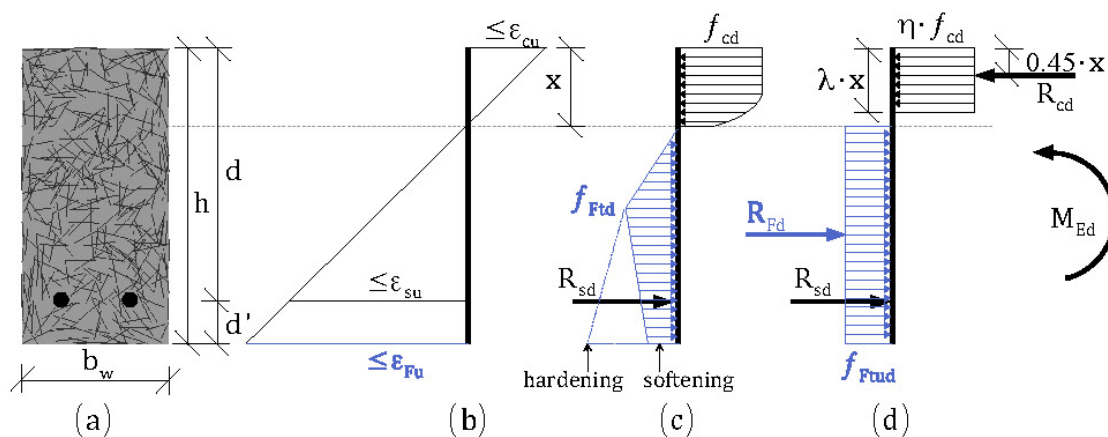


Figura 3.8: Diseño a flexión en ULS: a) Sección transversal, b) Diagrama de deformación, c) distribución de tensiones y d) Diagrama de tensiones simplificado. (Trindade, 2018)

De este modelo se puede definir las resultantes a de las fuerzas de compresión R_{cd} mediante la siguiente ecuación:

$$R_{cd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b_w \quad (20)$$

Donde el valor de $\lambda = 0.8$ y el valor de $\eta = 1.0$ para hormigones donde la resistencia $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$.

La resultante de las fuerzas de tensión del HRFA para el bloque de distribución de tensiones equivalente es determinado como:

$$R_{Fd} = f_{Ftud} \cdot (h - x) \cdot b_w \quad (21)$$

La resultante de las fuerzas de tracción en el acero es calculada como:

$$R_{sd} = f_{yd} \cdot A_{st} \quad (22)$$

Del equilibrio de las fuerzas horizontales, se puede obtener la posición del eje neutro.

$$R_{cd} = R_{Fd} + R_{sd} \quad (23)$$

Si se toma los momentos en el centroide del acero en tracción, se puede obtener la siguiente ecuación:

$$M_{Ed} = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b_w \cdot (d - 0.45 \cdot x) - f_{Ftud} \cdot (h - x) \cdot b_w \cdot \left[\frac{(h - x)}{2} - d' \right] \quad (24)$$

Donde M_{Ed} es el momento de diseño. La solución de la ecuación (24) da como resultado de igual manera la posición del eje neutro. Finalmente tomando los momentos alrededor del punto de la resultante de la fuerza de compresión se puede obtener el área del refuerzo convencional:

$$A_{st} = \frac{M_{Ed} - f_{Ftud} \cdot (h - x) \cdot b_w \cdot \left[\frac{(h - x)}{2} + (x - 0.45 \cdot x) \right]}{f_{yd} \cdot (d - 0.45 \cdot x)} \quad (25)$$

Para el caso de forjados en los cuales no se utiliza ningún refuerzo de acero pasivo, es posible encontrar el eje neutro sin iterar mediante el equilibrio de fuerzas horizontales resultando en la siguiente expresión:

$$x = \frac{f_{Ftud} \cdot h \cdot b_w + f_{yd} \cdot A_{st}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b_w + f_{Ftud} \cdot b_w} \quad (26)$$

Y equilibrando los momentos respecto a este punto se puede obtener la siguiente expresión:

$$M_{Ed} = R_{cd} \cdot 0.55 \cdot x + R_{Fd} \cdot \frac{(h - x)}{2} + R_{sd}(d - x) \quad (27)$$



Adicionalmente los requerimientos de ductilidad en flexión en vigas se desarrollan cuando se adopta una cantidad de acero mínima, la cual puede ser determinada como:

$$A_{s,min} \geq 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \quad (28)$$

Donde:

f_{ctm} Resistencia media a tracción del hormigón y puede ser calculada como:

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt[3]{f_{cm}^2} > 0.4 \quad (29)$$

3.3.2. Cortante

Para el diseño de elementos estructurales con refuerzo pasivo a cortante se debe aplicar la siguiente relación:

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,S} \geq V_{Ed} \quad (30)$$

Donde:

$V_{Rd,S}$ Resistencia a cortante atribuida por el acero

$V_{Rd,F}$ Resistencia a cortante atribuida por el HRFA

El aporte del HRFA a cortante presentado por The International Federation for Structural Concrete (2013) ha sido desarrollado y validado para hormigones convencionales con fibras de acero y se determina con la siguiente ecuación:

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_l \cdot \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \quad (31)$$

Donde:

γ_c Factor de seguridad del hormigón sin fibras

k Factor del efecto tamaño = $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$

d Peralte Efectivo b_w Ancho de la sección

ρ_l Cuantía de acero longitudinal $\rho_l = A_{sl}/b_w d$

A_{sl}	Área del acero de refuerzo que se extiende $\geq l_{bd} + d$ de la sección analizada
f_{Ftuk}	Resistencia ultima característica del HRFA con $w_u = 1.5mm$
f_{ctk}	Resistencia característica a tracción del hormigón
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón
σ_{cp}	Promedio de tensión en el concreto = $\frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2f_{cd}$

El mínimo valor asumido de la resistencia a cortante no será menor que $V_{Rd,Fmin}$.

$$V_{Rd,Fmin} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_w \cdot d \quad (32)$$

Donde:

$$v_{min} \quad v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Por su parte el aporte a la resistencia de cortante aportado por los estribos es igual a:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot(\theta) \quad (33)$$

Donde:

A_{sw}	Área del acero de refuerzo
s_w	Es el espacio entre estribos ($s_w \leq 0.75d$ o $500 mm$)
f_{ywd}	La resistencia a cortante del acero
θ	Inclinación del campo de compresión, se suele tomar $\theta = 45^\circ$

No es necesario una mínima cantidad de estribos si se cumple:

$$f_{Ftuk} \geq 0.08\sqrt{f_{ck}} \quad (34)$$

Donde:

f_{Ftuk}	Resistencia residual característica ultima, considerando $w_u = 1.5 mm$
------------	---



3.4. DISEÑO EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (SLS)

3.4.1. Ancho de fisura

La apertura de fisura de acuerdo al MC2010 puede calcularse como

$$w_d = 2 \cdot \left\{ k \cdot c + \frac{1}{4} \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \cdot \frac{f_{ctm} - f_{Ftsm}}{\tau_{bm}} \right\} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot (\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr} + \eta_r \cdot \varepsilon_{sh} \cdot E_s) \quad (35)$$

Donde:

f_{Ftsm}	Resistencia residual media a tracción característica = $f_{Ftsk}/0.7$
k	Parámetro de la influencia del recubrimiento se asume $k = 1.0$
c	Recubrimiento del hormigón
ϕ_s	Diámetro nominal del acero de refuerzo
$\rho_{s,ef}$	Cuantía del refuerzo efectivo = $A_s/A_{c,ef}$
f_{ctm}	Resistencia media a tracción del hormigón
τ_{bm}	Resistencia de la unión hormigón – acero
E_s	Módulo de Elasticidad del acero de refuerzo
β	Coefficiente que evalúa la deformación media en $l_{s,max}$
η_r	Coefficiente que considera la contribución de la contracción
σ_{sr}	Máxima tensión en el acero en una fisura durante la fase de fisuración
	$\sigma_{sr} = (f_{ctm} - f_{Ftsm}) \cdot \frac{(1+\alpha_e \cdot \rho_s)}{\rho_{s,ef}}$, donde $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$
ε_{sh}	Deformación en fisura del acero

Para los valores de τ_{bm} , β , η_r se pueden adoptar de la Tabla 3.2

Tabla 3.2: Valores para determinar el ancho de fisura

	Formación de una única fisura			Fisuración estabilizada		
	τ_{bm}	β	η_r	τ_{bm}	β	η_r
Periodo corto / Carga instantánea	$1.8 f_{ctm}$	0.6	0	$1.8 f_{ctm}$	0.6	0
Periodo largo /Carga repetitiva	$1.35 f_{ctm}$	0.6	0	$1.8 f_{ctm}$	0.4	1

El área efectiva en vigas $A_{c,ef}$ se puede tomar como se muestra en la Figura 3.9.

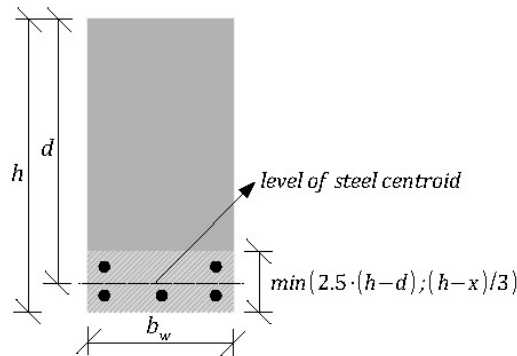


Figura 3.9: Definición del área efectiva en vigas (Amin et al., 2017)

El valor de la tensión en el acero en la fisura σ_s debe ser tomado en cuenta en el efecto de las fibras. Para este propósito debe ser determinado primero el eje neutro x , En vigas de HRFA se debe realizar un proceso iterativo detallado por Amin et al., (2017).

$$x = \frac{E_s \varepsilon_{st} A_{st} - E_s \varepsilon_{sc} A_{sc} + f_{0.5} b_w h}{\frac{1}{2} E_c \varepsilon_0 b_w + f_{0.5} b_w} \quad (36)$$

El momento interno que resiste la sección está determinado como:

$$M_{int} = 0.5 \sigma_c b_w x \left(\frac{2}{3} x + \frac{h-x}{2} \right) + E_s \varepsilon_{sc} A_{sc} \left(\frac{2}{3} x + \frac{h-x}{2} \right) + E_s \varepsilon_{st} A_{st} \left(d - x - \frac{h-x}{2} \right) \quad (37)$$

Por compatibilidad, siempre que la carga aplicada no induzca la plasticidad del acero de refuerzo, las deformaciones en la tracción y la compresión del acero se puede tomar como:

$$\varepsilon_{st} = \frac{d - x_{st}}{x} \varepsilon_0 \quad (38)$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{d - x_{sc}}{x} \varepsilon_0 \quad (39)$$

Sustituyendo las deformaciones de (38) y (39) en (37) se puede obtener la deformación del hormigón mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_0 = \frac{M_{int}}{0.5 E_c b_w x \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + E_s A_{sc} \left(\frac{x - d_{sc}}{x} \right) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{2} - d_{sc} \right) + E_s A_{st} \left(\frac{d-x}{x} \right) \left(d - \frac{x}{2} - \frac{h}{2} \right)} \quad (40)$$



Para un momento interno dado, se debe asumir un eje neutro. Posteriormente se debe resolver la ecuación (40), con lo cual se obtiene la deformación en la fibra extrema a compresión ε_0 , la cual debe ser utilizada en (38) y (39) para obtener las tensiones en el acero, asegurándose que no haya plastificado $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} = f_{sy}/E_s$. Resolviendo con estos valores la ecuación (36) se puede verificar si la asunción del eje neutro es correcta, de ser necesario se deberá iterar hasta llegar a la convergencia. (Amin et al., 2017)

El cálculo de las tensiones en el hormigón y en el acero se realizan con la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{M_{SLS} + f_{t_{sm}} \cdot b_w \cdot (h - x) \cdot \left(\frac{(h - x)}{2} - d'\right)}{\frac{b_w \cdot x}{2} \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad (41)$$

$$\sigma_c = \frac{M_{SLS} - f_{t_{sm}} \cdot b_w \cdot (h - x) \cdot \left(\frac{(h - x)}{2} + \frac{2}{3}x\right)}{A_s \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad (42)$$

El Model Code 2010, recomendando que al realizar un análisis elástico de la estructura, se debe tomar en cuenta la reducción del módulo de deformación del hormigón determinado como de $E_{ci} = ((wc)^{1.5} \cdot 0.043\sqrt{f_{ck}}) \cdot \alpha_i$, donde wc es el peso específico del hormigón, para tomar en cuenta la deformación plástica inicial, donde:

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1.0 \quad (43)$$

3.4.2. Deflexión

La deflexión para miembros estructurales de HA se obtiene mediante la integración a lo largo de la longitud del elemento, el método simplificado recomendado por el MC2010 se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_I \quad (44)$$

Donde:

δ_I Deflexión calculada asumiendo el momento de inercia I_c , de la sección sin fisurar

δ_{II}	Deflexión calculada usando el momento de inercia I_{II} de la sección completamente fisurada
ζ	Coeficiente de interpolación dado por la expresión: $\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2$
β	Coeficiente que toma en cuenta la influencia de la duración y la repetición de la carga: $\beta = 1.0$ para cargas simples de corta duración, y $\beta = 0.5$ para cargas sostenidas o cíclicas
σ_s	Tensión a tracción en el acero de refuerzo calculado en la sección fisurada bajo cargas de servicio
σ_{sr}	Tensión a tracción en el acero de refuerzo calculado en la sección fisurada bajo las cargas que causa la primera fisura

La deflexión para miembros estructurales de HRFA no se detalla en el MC2010, en el presente trabajo de investigación se utilizara la metodología recomendada por (Trindade, 2018), por lo cual se modifica el parámetro δ_{II} , calculándolo usando el eje neutro calculado con la influencia del HRFA. En adición el cálculo de las tensiones σ_s y σ_{sr} son determinadas como el cálculo en el ancho de fisura.

3.5. CALCULO PLÁSTICO DE FORJADOS MEDIANTE LÍNEAS DE ROTURA

Tal como describe Maturana (2013) el método de las líneas de rotura para el cálculo de placas, permite obtener el mecanismo de colapso ante los estados limite últimos. Esta metodología fue desarrollada por A. Ingerslev y K. W. Johansen y posteriormente demostrada ampliamente a través de numerosas campañas experimentales. Adicionalmente Kennedy & Goodchild (2003) indica que el método del equilibrio es el más popular de aplicación, además de que se han realizado fórmulas estándar a partir de este modelo para placas comunes. La ventaja del diseño mediante líneas de rotura es la economía, ya que permiten diseñar forjados en los cuales se aprovecha muy bien el material, el diseño se realiza fácilmente y versátil, siendo una poderosa herramienta.

Las teorías de las líneas de rotura establecen en un elemento los momentos de falla o la carga de falla. Se puede aplicar a muchos tipos de forjados tanto con vigas o sin ellas. Estas líneas de rotura se desarrollan cuando una placa es sometida a una carga que aumenta de manera gradual. Inicialmente bajo la carga de servicio, la distribución de esfuerzos es la dada por la teoría elástica, en esta etapa es posible que se produzca una fisuración fina en el centro de la losa. Conforme progresa la fisuración se alteran las inercias y se redistribuyen los esfuerzos. A medida que se incrementa la carga, la



formación de grietas finas crece y progresivamente se producirá grietas de mayores dimensiones que se desarrollan desde el punto de deflexión máxima, y si la carga sigue aumentando se puede dar la plastificación total de una sección. (Kennedy & Goodchild, 2003). En este punto la placa acepta grandes deformaciones sin que su momento varíe apreciablemente, por lo cual se alcanza el momento último plástico M_u . Sucesivamente las secciones situadas en las mayores deflexiones se unen y cruzan la placa, produciendo finalmente un mecanismo de falla de sólido rígido, la carga aplicada en este punto se denomina carga de rotura o colapso. En este mecanismo se forma regiones en las placas como se aprecia en la Figura 3.10 donde la unión de estas grietas plastificadas se denominan líneas de rotura, las cuales forman los límites entre las áreas de las placas formando patrones, las cuales rotan alrededor de las líneas de rotura y a su vez giran alrededor de sus ejes, que usualmente se generan a lo largo de las líneas de apoyo. Es en esta intersección de las líneas de rotura que el trabajo disipado por las rotulas plastificadas es igual al trabajo realizado por las regiones que se desplazan y se caracterizan porque en ellas el momento flector es constante, siempre y cuando a lo largo de las mismas no varíe la dosificación de fibras metálicas ni las armaduras convencionales. (Maturana, 2013)

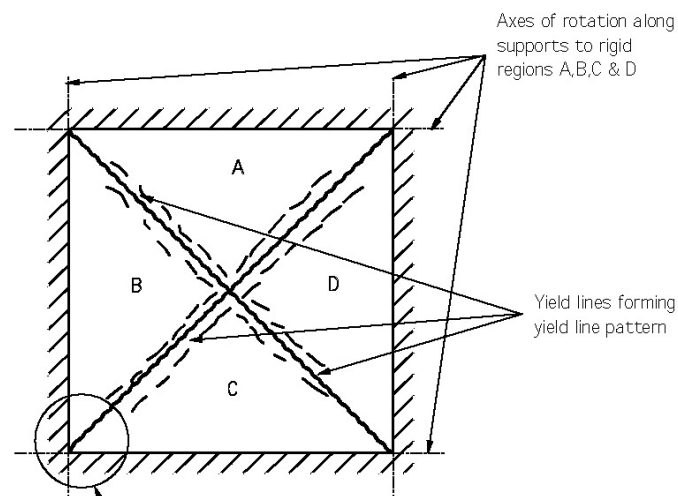


Figura 3.10: Mecanismo de falla en una placa simplemente apoyado (Kennedy & Goodchild, 2003)

Existen múltiples configuraciones de rotura que se pueden desarrollar en una placa que son compatibles con las condiciones de apoyo y que se encuentran en equilibrio con las cargas aplicadas, por lo cual debe aplicarse el teorema del límite inferior, según el cual, la carga que proporcione la carga de rotura más pequeña será la adecuada ya que la fuerza que está en equilibrio con uno de los posibles mecanismos plásticos es igual o superior a la carga de rotura real. (Maturana, 2013). Un limitante a esta metodología es que solo puede ser aplicada en régimen plástico, cuando las secciones críticas tienen capacidad de rotación ilimitada, y es posible la formación de

rotulas plásticas por lo cual la aplicación de este método en forjados de HRFA los cuales posee una alta ductilidad da resultados eficaces en su aplicación.

3.5.1. Método del equilibrio

Kennedy & Goodchild (2003) describen este método como el equilibrio existente entre la energía transmitida por la división de la placa debe ser igual a la energía disipada en las líneas de rotura, en otras palabras:

$$\begin{aligned} \text{Energía Externa} &= \text{Energía Interna} \\ \sum (N \cdot \delta) &= \sum (m \cdot l \cdot \theta) \end{aligned} \quad (45)$$

Donde:

N	Carga actuante en una región en particular
δ	Desplazamiento vertical de las regiones
m	Momento resistente de la losa por metro
l	Longitud de la línea de rotura
θ	Rotación de la región alrededor de su eje de rotación

Maturana (2013) añade que “De esta manera se establece las ecuaciones de equilibrio de cada uno de los trozos en que queda dividida la placa por las líneas de rotura. En general habrá una ecuación de equilibrio de fuerzas y dos de equilibrio de momentos (respecto a dos ejes cualesquiera situados en el plano de la placa), de forma que, si hay n trozos, se dispondrá de 3n ecuaciones de equilibrio. Se supone que las cargas crecen proporcionalmente, de forma que las que actúan al producirse la rotura quedan fijadas por un único parámetro incógnita, que llamaremos genéricamente carga de rotura. Son también incógnita la posición de los ejes de rotación de los n trozos de placa y los giros de n-1 de ellos, así como las reacciones de los apoyos de la placa. Resumiendo, las incógnitas son: la carga de rotura; los giros (n-1), y los ejes de giro y reacciones de apoyo de los trozos (2n). En total, 3n, es decir, tantas como ecuaciones”.

3.5.2. Formulas estándar para forjados con vigas

Mediante el método de equilibrio se han desarrollado y validado formulas estándar para placas típicas. Es así que para forjados apoyados en cuatro lados el momento de diseño, m, ha sido determinado considerando el centro del forjado como si se encontrara simplemente apoyado. Además se considera que cuando la placa se



encuentra ubicada entre vigas, se asumen que son lo suficientemente rígidas y resistentes que no fallaran. (Kennedy & Goodchild, 2003)

En la Figura 3.11 se puede observar los parámetros necesarios para aplicar las formulas estándares para una placa apoyada en sus cuatro vértices considerando que posee una carga distribuida, cargas lineales y el refuerzo es isotrópico.

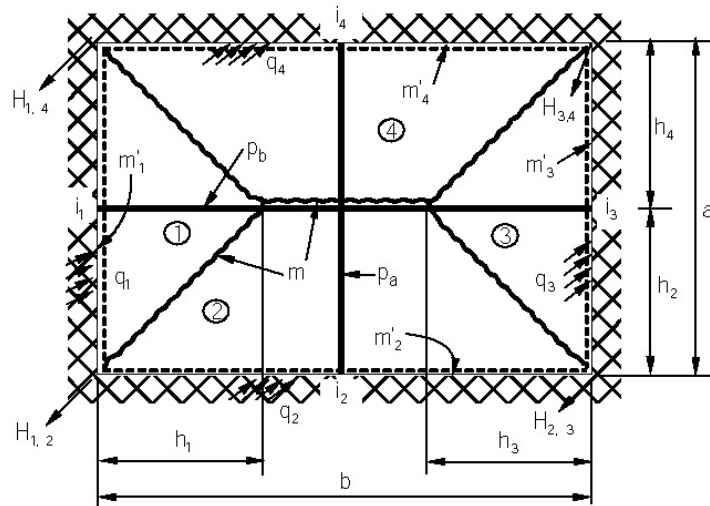


Figura 3.11: Placa apoyada en cuatro lados (Kennedy & Goodchild, 2003)

Donde:

m	Momento ultimo alrededor de la línea de rotura positivo + (kN.m/m)
m'	Momento ultimo alrededor de la línea de rotura positivo - (kN.m/m)
p_a, p_b	Cargas lineales en las direcciones (kN/m)
n	Carga ultima mayorada uniformemente distribuida (kN/m ²)
q	Reacciones en los apoyos (kN/m)
a, b, h	Dimensiones de la placa (m)
H	Reacciones en las esquinas (kN)
i_1, i_2, i_3, i_4	Condiciones de apoyo

Las fórmulas para una losa apoyada en cuatro lados se determinan como:

Condiciones de apoyo
(46)

$$i_1 = \frac{m'_1}{m} \quad i_2 = \frac{m'_2}{m} \quad i_3 = \frac{m'_3}{m} \quad i_4 = \frac{m'_4}{m}$$

Factores de a cagas lineales (47)

$$\alpha = \frac{p_a}{n \cdot b} \quad \beta = \frac{p_b}{n \cdot b}$$

Condiciones de apoyo
(48)

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}} [m] \quad b_r = \frac{2b}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} [m]$$

Factor de ajuste para tomar en cuenta las cargas lineales (49)
Factor de ajuste por reducción de área (50)

$$n' = n(1 + \alpha + 2\beta) \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$b'_r = b_r \cdot \sqrt{\frac{1 + \alpha + 2\beta}{1 + 3\beta}} \text{ [m]}$$

Momento de diseño (51)

$$m = \frac{n' \cdot a_r \cdot b'_r}{8 \left(1 + \frac{b'_r}{a_r} + \frac{a_r}{b'_r}\right)} \text{ [kN/m]}$$

Dimensiones [m] (52)

$$h_1 = \sqrt{6(1 + i_1) \cdot \frac{m}{n(1 + 3\beta)}} \quad h_2 = \frac{a_r}{2} \sqrt{(1 + i_2)}$$

Reacciones [kN/m] (53)

$$q_n = 4m \cdot \left(\frac{1}{a_r} + \frac{1}{b_r}\right) \cdot \sqrt{1 + i_n} \text{ donde } n = 1,2,3,4$$

Reacciones negativas [kN] (54)

$$H_{1,2} = 2m\sqrt{1 + i_1} \cdot \sqrt{1 + i_2} \quad H_{2,3} = 2m\sqrt{1 + i_2} \cdot \sqrt{1 + i_3}$$

$$H_{3,4} = 2m\sqrt{1 + i_3} \cdot \sqrt{1 + i_4} \quad H_{1,4} = 2m\sqrt{1 + i_1} \cdot \sqrt{1 + i_4}$$

3.5.3. Modelo computacional automático

Gilbert et al., (2014) Estudiaron una metodología para poder desarrollar un modelo computacional que permita determinar de una manera automática las líneas de rotura. En su investigación lograron desarrollar un algoritmo que permite identificar las líneas de rotura críticas utilizando bajos recursos computacionales mediante la utilización de una optimización de un diseño discontinuo (Discontinuity Layout Optimization DLO). Para ello el modelo divide los bordes de la estructura en diversos nodos como se aprecia en la Figura 3.12a) y se asume que cada nodo está conectado con todos los demás mediante potenciales líneas de rotura, pudiendo ser la rotura crítica la desarrollada por ejemplo la línea CJ aunque como es evidenciado estas líneas cruzan áreas que se encuentran fuera de la geometría, si el modelo se limita a la geometría se desarrollan con líneas de rotura menos crítica que la primera como se observa en la Figura 3.12b) por lo cual el modelo genera una discretización de nodos más fina generando las líneas de rotura críticas dentro de la geometría, finalmente el algoritmo determina el área influenciada por la línea de rotura como se observa en la Figura 3.12d) está vinculada directamente a la rotación de la línea de rotura y el área no sombrea se considera que actúa sobre los bordes mediante traslación combinada y rotación.



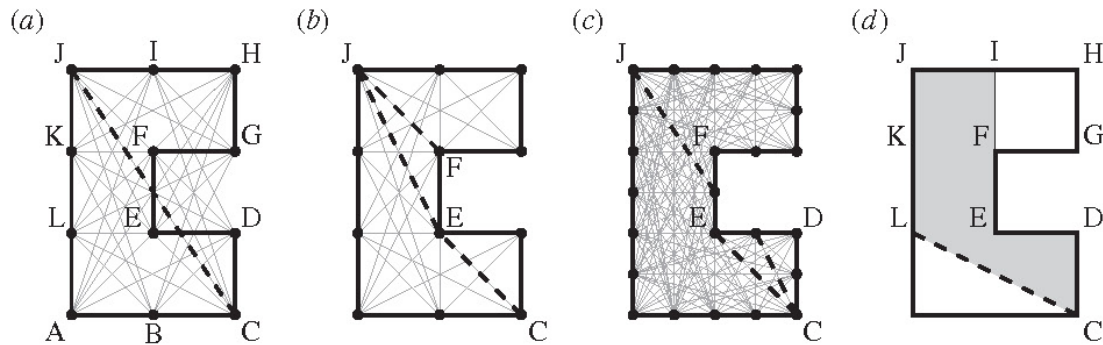


Figura 3.12: Losa con geometría no convexa: a) líneas de rotura potenciales que cruzan los límites de la geometría. b) líneas de rotura potenciales reducidas a la geometría. c) líneas de rotura dentro de los límites con nudos más finos. d) Área sombreada vinculada a las líneas de fluencia crítica (Gilbert et al., 2014)

En base a esta investigación se desarrolló el software LimitState :Slab, el cual permite determinar automáticamente los esfuerzos últimos y las líneas de rotura críticas en muy poco tiempo (LimitState, 2020), mediante la especificación de la geometría, de las cargas aplicadas, las condiciones de contornos y los materiales, siendo una herramienta muy útil para el diseño de forjados de HRFA, ya sea con vigas o apoyadas únicamente en pilares. En la Figura 3.13 se pueden observar diferentes líneas de rotura determinadas por el software, donde se obtienen diferentes momentos de rotura de las cuales el software seleccionara el modelo más crítico.

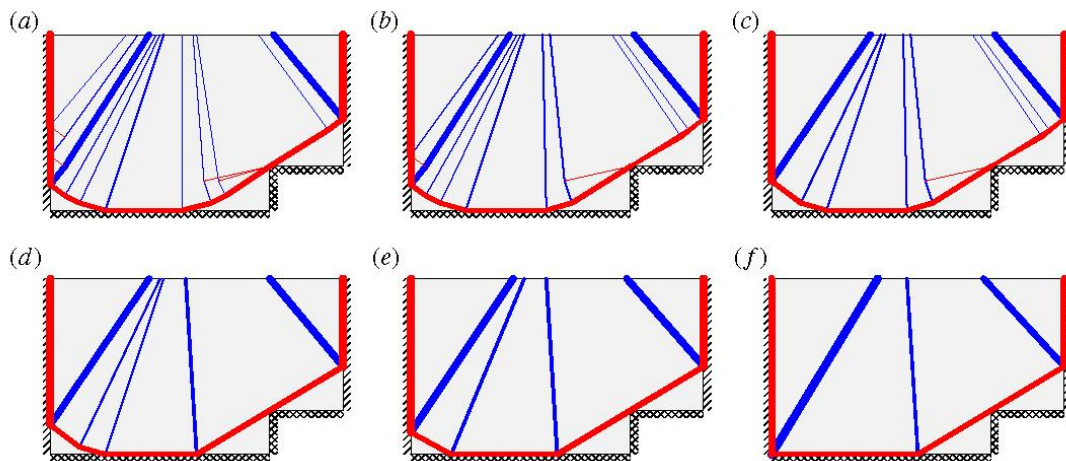


Figura 3.13: Líneas de rotura determinadas mediante el software LimitState: Slab. (Gilbert et al., 2014)

Este software ha sido validado mediante la verificación de ejemplos de la literatura en diferentes geometrías o distribución de esfuerzos, basados en cálculos manuales.

3.6. CONCLUSIONES

- La metodología determinada por The Model Code 2010 ha sido contrastada y validada en varias ocasiones lo cual lo convierte en una guía altamente recomendada, y pretende ser una norma mundial, siendo el compendio de estudio de diversos autores. En cuanto al HRF se basa en dos modelos constitutivos uno rígido - plástico y otro lineal, siendo el parámetro principal la resistencia residual a flexión y evaluando las secciones mediante el equilibrio seccional con el aporte a la tracción de las fibras.
- Los forjados de HRFA al adquirir mayor ductilidad, los convierten en un óptimo elemento para los análisis plásticos, como es el caso de las líneas de rotura. Las cuales permiten determinar los mecanismos de colapso y los esfuerzos que provocan estos mediante análisis de equilibrio. Estos análisis se realizan generalmente mediante el método de equilibrio y existen formulaciones estándar. Con el desarrollo de la tecnología se ha desarrollado un software especializado LimitState: Slab el cual permite determinar automáticamente las líneas de rotura mediante un proceso de discretización de nudos el cual permite determinar en geometrías complejas reales las líneas críticas de rotura, lo cual de ser realizado de manera manual requiere de una serie de iteraciones a su vez de experiencia previa, limitaciones que el software elimina.



CAPÍTULO 4.

CASO DE ESTUDIO

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen las características del caso de estudio, las características del edificio existente de hormigón armado de sus elementos estructurales y sus materiales. Así como se procede a realizar el cálculo de la estructura con hormigón reforzado con fibras de acero mediante el proceso de cálculo descrito en el capítulo anterior, se evaluó el comportamiento estructural en ULS y SLS, y finalmente se determinó las características óptimas de los elementos estructurales: vigas y forjados.

El objetivo principal de este capítulo es detallar las características de la estructura diseñada con hormigón armado y de su paralelo en hormigón reforzado con fibras de acero. Este capítulo se divide en los siguientes bloques:

4.2 Características del Edificio en estudio

4.3 Estructuración inicial con Hormigón Armado

4.4 Estructuración con HRFA



4.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

4.2.1. Arquitectura del proyecto

El proyecto de estudio es un edificio multifamiliar denominado: “Torre del Sol - San Francisco”, ubicado en el País de Perú, Provincia de Cusco, Distrito de Wanchaq. La estructura cuenta con un sótano y 8 niveles, en la Figura 4.1 se presenta la fachada del edificio. El primer nivel se encuentra a 3.20m y el octavo nivel se encuentra a 20.70m sobre el nivel del terreno existente.



Figura 4.1: Render 3D de la fachada del edificio “Torre del sol San Francisco”. (Procasa, 2021)

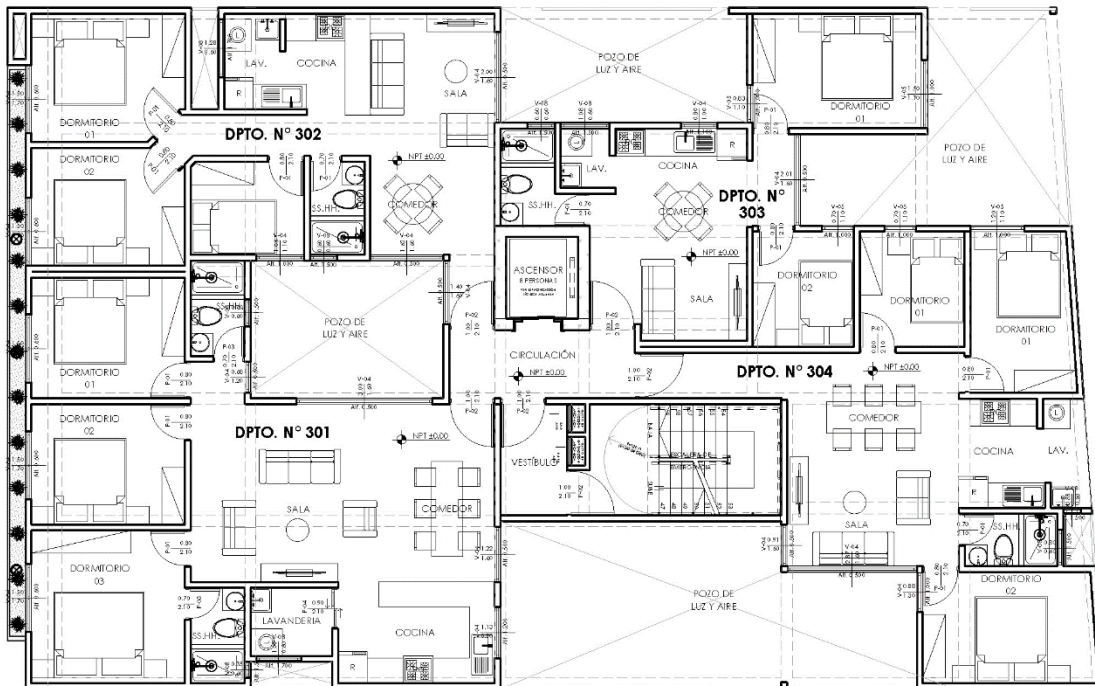


Figura 4.2: Planta Arquitectónica del edificio: Torres del Sol “San Francisco”

Como se aprecia en la Figura 4.2, la geometría en planta del proyecto consiste en un trapecio rectangular con 15 metros de fachada, 23.85 m en su base mayor y 23.18 m en su base menor, ocupando un área total de 356 m², con una distribución de 4 departamentos por nivel.

4.3. ESTRUCTURACIÓN INICIAL CON HORMIGÓN ARMADO

El sistema estructural utilizado para la edificación es un modelo de muros estructurales de hormigón armado con armadura pasiva convencional, el cual presenta regularidad en altura, pero debido a la discontinuidad del diafragma rígido se puede considerar con irregularidad en planta. En la Figura 4.3 se observan los elementos de soporte (muros estructurales y columnas) de color azul, las vigas de color rojo, los forjados aligerados de color verde y los forjados macizos de color gris.

El hormigón de diseño fue HA-27.5, con una resistencia característica a compresión simple f_{ck} de 27.5 N/mm² y el acero corrugado de con limite elástico característico f_{yk} de 412 N/mm².

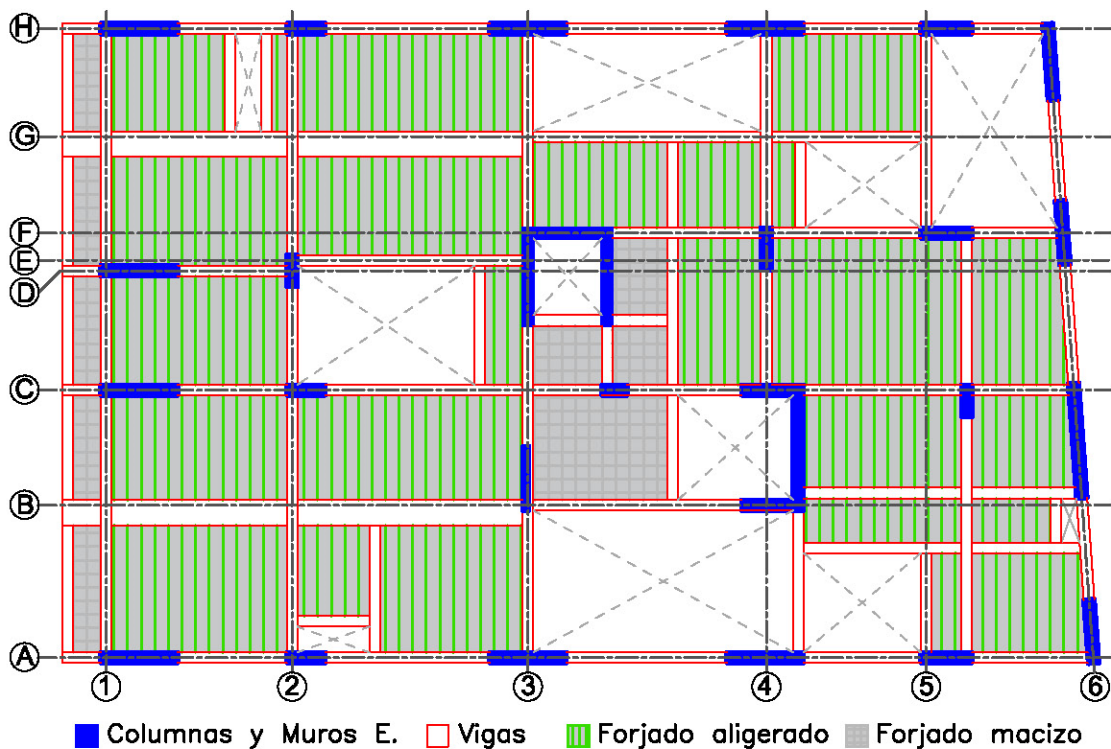


Figura 4.3. Sistema estructural del edificio



4.3.1. Columnas y muros estructurales

Los elementos que resisten las cargas axiales de todos los niveles, así como los esfuerzos cortantes, momentos flectores y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos en este proyecto son las columnas y los muros estructurales. Estos elementos poseen una sección rectangular y casi en su totalidad son de un espesor de 25 cm, en la Tabla 4.1 se agruparon las columnas con el código C y los muros estructurales con el código P, se puede apreciar las diferentes configuraciones de cuantía de acero que presentan. Los muros estructurales P-06 Y P-07 han sido destinados para la zona de ascensor y las escaleras por lo cual poseen una configuración geométrica de U. Los detalles se pueden apreciar en la sección Capítulo 4.4.5.Verificación de peso.

Tabla 4.1: Columnas y Muros estructurales en el proyecto

Código	Dimensiones (cm)	Acero Longitudinal	Estribos
C-01	25X90	4 \emptyset 3/4" + 10 \emptyset 5/8"	\emptyset 3/8" 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm Rto@ 20 cm
C-02	25x75	4 \emptyset 3/4" + 10 \emptyset 5/8"	
C-03	25x100	14 \emptyset 5/8"	
C-04	25x60	8 \emptyset 5/8"	
P-01	25x180	4 \emptyset 3/4" + 12 \emptyset 5/8" +8 \emptyset 1/2"	
P-02	25x120	16 \emptyset 5/8" +6 \emptyset 3/8"	
P-03	25x150	14 \emptyset 3/8"	
P-04	25x270	26 \emptyset 1/2"	
P-05	15x150	16 \emptyset 1/2"	
P-06	25x230	16 \emptyset 5/8" + 50 \emptyset 1/2"	
P-07	25x295	16 \emptyset 5/8" + 44 \emptyset 1/2"	

4.3.2. Vigas

Los elementos estructurales desarrollados para trabajar a flexión y cortante en el proyecto fueron las vigas, las cuales tienen una sección rectangular típica de 25 x 50 cm, la disposición del acero pasivo varía en cada viga ya que fueron diseñadas para poder resistir los diferentes momentos últimos que se presentan en cada eje de la estructura. En la Tabla 4.2 se agruparon las vigas aplicadas en el edificio con sus dimensiones y cuantías de acero, las vigas peraltadas fueron codificadas como V, vigas de poco canto con el código VCH y vigas de borde VB. La luz máxima que salvan las vigas es de aproximadamente 6.00m.

Tabla 4.2: Vigas desarrolladas en el proyecto

Código	Dimensiones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos
V 201	25x45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	3/8"
V 202	25x45	3 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8"	
V 203	25x45	3 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 1/2"	
V 204	25x45	3 \emptyset 5/8"	4 \emptyset 5/8"	
V 205	25x45	2 \emptyset 5/8"	4 \emptyset 5/8"	
V 206	25x45	3 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 5/8"	
V 207	25x45	3 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 5/8"	
V 208	25x45	5 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8"	
V 209	25x45	3 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 5/8"	
V 210	25x45	2 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 5/8"	
V 211	25x45	2 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 1/2"	
VCH-01	60X20	5 \emptyset 5/8"	5 \emptyset 5/8"	
VB1	25X20	3 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 1/2"	

4.3.3. Forjados

Los forjados desarrollados en la edificación transmiten las cargas de gravedad a los pórticos y también sirven como diafragmas rígidos que transmiten las fuerzas horizontales por sismo a dichos pórticos y placas, logrando el trabajo conjunto y tridimensional de todos los elementos resistentes de la edificación.

El sistema de entrepiso principal del proyecto está constituido por forjados aligerados de 20 cm de espesor con bloques rellenos de poliestireno. Como se muestra en la Figura 4.4 las viguetas tiene un espesor de 10 cm, espaciadas cada 30 cm, con un peralte de 15 cm y una capa superior de hormigón de 5 cm, en cuanto al refuerzo de acero pasivo se utilizó una barra de \emptyset 1/2" superior e inferior, adicionalmente se incluyó un acero de temperatura de 1/4" espaciado cada 25 cm.

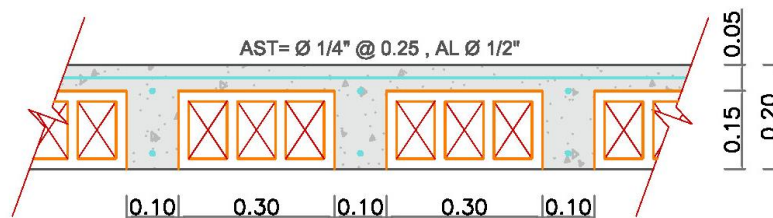


Figura 4.4: Forjado aligerado ejecutado en la edificación

En las zonas aledañas al ascensor se utilizó un forjado macizo para asegurar la transmisión de las tensiones, con un espesor de 20 cm, y el acero de refuerzo es una doble malla de \emptyset 1/2" distribuida cada 20 cm, tal como se presenta en la Figura 4.5.



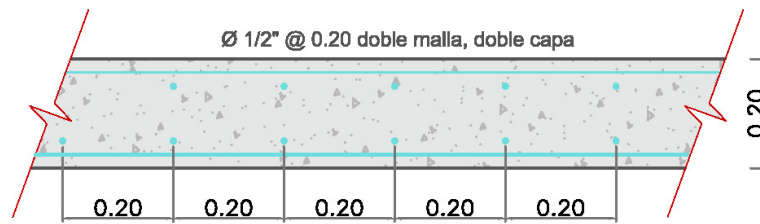


Figura 4.5: Forjado macizo ejecutado en la edificación

4.4. ESTRUCTURACIÓN CON HRFA

4.4.1. Acciones sobre el edificio

4.4.1.1. Acciones gravitatorias

Carga Muerta (CM):

Peso propio del forjado: 2.8 kN/m²

Peso propio de acabados (con solado): 1.0 kN/m²

Peso de equivalente de Tabiquería: 1.1 kN/m²

Carga Viva (CV):

Sobrecarga de uso: 2.0 kN/m²

4.4.1.2. Acciones sísmicas.

Los esfuerzos sísmicos se determinan de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente, mediante un modelo de análisis dinámico modal espectral mediante la implementación de la aceleración espectral, tal como indica Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.(2020) se desarrollara con la siguiente ecuación:

$$s_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g \quad (55)$$

Donde:

Z	Factor de zona	C	Factor de ampliación sísmica
S	Factor de suelo	g	Fuerza de gravedad
U	Factor de uso		
R	Coeficiente de reducción deducido como: $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$		
R_0	Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		
$I_a ; I_p$	Factor de irregularidad en altura y planta		

Es así que los valores obtenidos de la norma peruana son:

1 Zonificación, Según E.030-2018 (E.030/7.0)

Zona : 2 Z = 0.25 g

2 Parámetros de Sitio, Según E.030-2018 (E.030/10.0)

Perfil Tipo : S2 S = 1.20
T_p = 0.60
T_L = 2.00

3 Categoría del Edificio, Según E.030-2018 (E.030/12.0)

Categoría : Común C U = 1.00

Coficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2018

4 (E.030/15.2)

Categoría : 09 Concreto Armado: De Muros Estructurales

$R_0 = 6$

5 Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2018 (E.030/18.0)

Restricciones : No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura total

6 Factores de Irregularidad, Según E.030-2018 (E.030/17.2)

Irregularidad en Altura, I_a : 01 Regular

$I_a = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p : 05 Discontinuidad del Diafragma

$I_p = 0.85$

7 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2018 (E.030/19.0)

$R = R_0 \times I_a \times I_p = 5.1$

El factor de amplificación sísmica (C), se determina mediante las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (56)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (57)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (58)$$

Con estos valores y asignando un valor creciente al periodo en segundos se obtiene el espectro de respuesta , gráficamente se puede apreciar en la Figura 4.6. Los valores obtenidos y que serán utilizados en el software de especialidad ETABS se recogen en la Tabla 4.3.



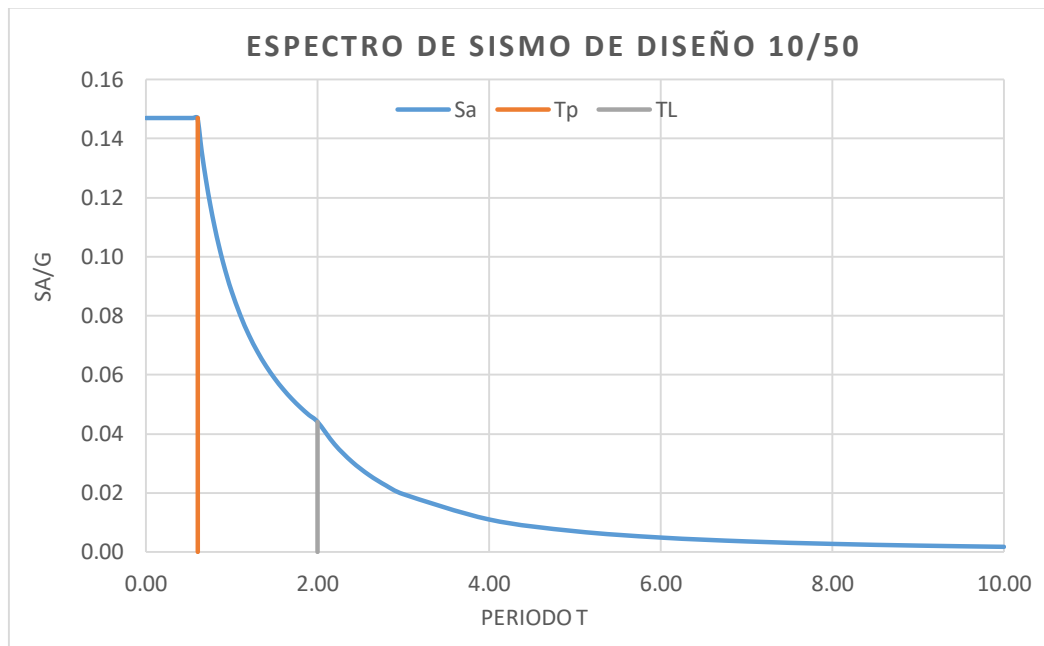


Figura 4.6: Espectro de diseño sísmico

Tabla 4.3: Valores de la aceleración para el espectro de diseño

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.147
2.50	0.02	0.147
2.50	0.04	0.147
2.50	0.06	0.147
2.50	0.08	0.147
2.50	0.10	0.147
2.50	0.12	0.147
2.50	0.14	0.147
2.50	0.16	0.147
2.50	0.18	0.147
2.50	0.20	0.147
2.50	0.25	0.147
2.50	0.30	0.147
2.50	0.35	0.147
2.50	0.40	0.147
2.50	0.45	0.147
2.50	0.50	0.147
2.50	0.55	0.147
2.50	0.60	0.147
2.31	0.65	0.136
2.14	0.70	0.126
2.00	0.75	0.118
1.88	0.80	0.110
1.76	0.85	0.104
1.67	0.90	0.098

C	T (s)	Sa/g
1.58	0.95	0.093
1.50	1.00	0.088
1.36	1.10	0.080
1.25	1.20	0.074
1.15	1.30	0.068
1.07	1.40	0.063
1.00	1.50	0.059
0.94	1.60	0.055
0.88	1.70	0.052
0.83	1.80	0.049
0.79	1.90	0.046
0.75	2.00	0.044
0.62	2.20	0.036
0.52	2.40	0.031
0.44	2.60	0.026
0.38	2.80	0.023
0.33	3.00	0.020
0.19	4.00	0.011
0.12	5.00	0.007
0.08	6.00	0.005
0.06	7.00	0.004
0.05	8.00	0.003
0.04	9.00	0.002
0.03	10.00	0.002

4.4.2. Combinaciones de acciones y coeficientes de seguridad

Tal como indica el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2019) : “Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕRn) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (Ru), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma”. Cabe resaltar que en las normas peruanas no se aplican factores de reducción a los materiales. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi Rn > Ru \quad (59)$$

Donde el factor de reducción de resistencia ϕ será:

0.90 Flexión sin carga axial

0.85 Cortante y torsión

Las resistencias requeridas serán determinadas con las siguientes combinaciones de cargas:

$$U_{Comb,1} = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (60)$$

$$U_{Comb,2} = 1.25(CM + CV) + CS_x \quad (61)$$

$$U_{Comb,3} = 1.25(CM + CV) - CS_x \quad (62)$$

$$U_{Comb,4} = 1.25(CM + CV) + CS_y \quad (63)$$

$$U_{Comb,5} = 1.25(CM + CV) - CS_y \quad (64)$$

$$U_{Comb,6} = 0.9 CM + CS_x \quad (65)$$

$$U_{Comb,7} = 0.9 CM - CS_x \quad (66)$$

$$U_{Comb,8} = 0.9 CM + CS_y \quad (67)$$

$$U_{Comb,9} = 0.9 CM - CS_y \quad (68)$$

$$Servicio_{Comb,10} = CM + CV \quad (69)$$

Donde:

CM Cargas Muertas

CV Cargas vivas

CS Cargas de sismo en Sentido X & Y

De acuerdo al Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2019), no es necesario analizar las cargas de viento simultáneamente con las cargas de sismo. De estas combinaciones de carga se desarrollará una envolvente y se obtendrán las resistencias requeridas.



4.4.3. Materiales

Se ha tomado como referencia las propiedades del HRFA determinadas por (Facconi et al., 2018), cuya campaña experimental fue realizada con un hormigón de característica a compresión simple f_{ck} de 30 N/mm² y con una dosificación de fibras de aproximadamente 50 kg/m³, a su vez se comprobó estos valores en la compilación de resultados de HRFA desarrollada por (Llano Torre et al., 2015) donde se compila una respuesta estructural aproximadamente igual con un hormigón de característica a compresión simple f_{ck} de 25 N/mm². Las propiedades definidas para el caso de estudio se definieron con un hormigón con resistencia característica de f_{ck} de 27.5 N/mm².

Tabla 4.4: Propiedades seleccionadas del hormigón en el caso de estudio

Hormigón:			
Módulo de deformación	E_{cm}	MPa	26513
Coefficiente de Poisson	ν	-	0.15
Resistencia media a compresión	(f_{cm})	MPa	27.5
Resistencia característica a compresión	(f_{ck})	MPa	27.5
Deformación relativa del hormigón	(ε_{ci})	‰	2.2
Deformación de rotura por flexión del hormigón	(ε_{cu})	‰	3.5
Resistencia media a del hormigón a tracción	(f_{ctm})	MPa	2.73
Coefficiente de seguridad del hormigón	γ_c	-	1
Resistencia de diseño a compresión	(f_{cd})	MPa	27.5
Parámetro por el tipo de agregado	α_E	-	1
Parámetro de reducción del módulo de elasticidad	α_i	-	0.86
Módulo de Elasticidad reducido	E_{ci}	MPa	22867

Tabla 4.5: Propiedades del acero en el caso de estudio

Acero			
Módulo de elasticidad del acero	E_s	MPa	200000
Limite elástico característico del acero	(f_{yk})	MPa	412
Limite elástico característico del acero a cortante	(f_{yk})	MPa	412
Coefficiente de seguridad del acero	γ_s	-	1
Limite elástico de diseño del acero	(f_{yd})	MPa	412
Ratio de los módulos de elasticidad	α_e	-	8.75

Tabla 4.6: Propiedades del HRFA en el caso de estudio

HRFA			
Resistencia residual a tracción por flexión, CMOD1=0.5 mm	(fR_{1k})	MPa	5
Resistencia residual a tracción por flexión, CMOD3=2.5 mm	(fR_{3k})	MPa	6.5
Límite de proporcionalidad característico	(f_lk)	MPa	4.8
Clasificación	$(fR_{3k})/(fR_{1k})$	-	5 e

Los resultados de los modelos constitutivos (Rígido – Plástico y Lineal) de acuerdo al MC2010 pueden darse como:

Tabla 4.7: Modelos constitutivo desarrollados para el caso de estudio

Modelo constitutivo Rígido Plástico			
Resistencia residual a tracción por flexión, en SLS	f_{ftsk}	MPa	2.17
Resistencia residual a tracción por flexión, en ULS	f_{ftuk}	MPa	2.17
Modelo constitutivo lineal			
Resistencia residual a tracción por flexión, en SLS	f_{ftsk}	MPa	2.25
Resistencia residual a tracción por flexión, en ULS	f_{ftuk}	MPa	2.25

El modelo constitutivo seleccionado para la investigación fue el lineal, dando como resultado las siguientes propiedades:

Tabla 4.8: Propiedades del modelo constitutivo lineal

Modelo seleccionado=	Lineal		
Ancho de fisura residual ultima	CMOD ₃	mm	2.5
Ancho de fisura de aceptada en el diseño	w _u	mm	2.5
Ancho de fisura para cortante	w _u	mm	1.5
Ancho de fisura para deflexión	w _u	mm	0.5
Resistencia residual a tracción por flexión para SLS	f_{ftsk}	MPa	2.25
Resistencia residual a tracción por flexión para ULS	f_{ftuk}	MPa	2.25
Resistencia residual a tracción por flexión para ULS, cortante	$f_{ftuk,c}$	MPa	2.25
Resistencia residual a tracción por flexión calculado con w=0.5	$f_{0.5}$	MPa	2.25
Resistencia residual media a tracción por flexión para SLS	$(f_{fts,m})$	MPa	3.21
Coeficiente de seguridad del HRFA	γ_F		1
Resistencia residual a tracción por flexión de diseño para SLS	f_{ftsd}	MPa	2.25
Resistencia residual a tracción por flexión de diseño para ULS	f_{ftud}	MPa	2.25



4.4.4. Modelo para el análisis estructural lineal

Con las propiedades de los materiales, la geometría de la estructura y las cargas actuantes se realizó el modelo numérico, para realizar el análisis estructural lineal mediante el software especializado ETABS versión 19.1.0. En la Figura 4.7 se puede observar el modelo 3D con los elementos que la constituyen: Muros estructurales de color rojo, vigas y columnas de color azul y forjado de color gris.

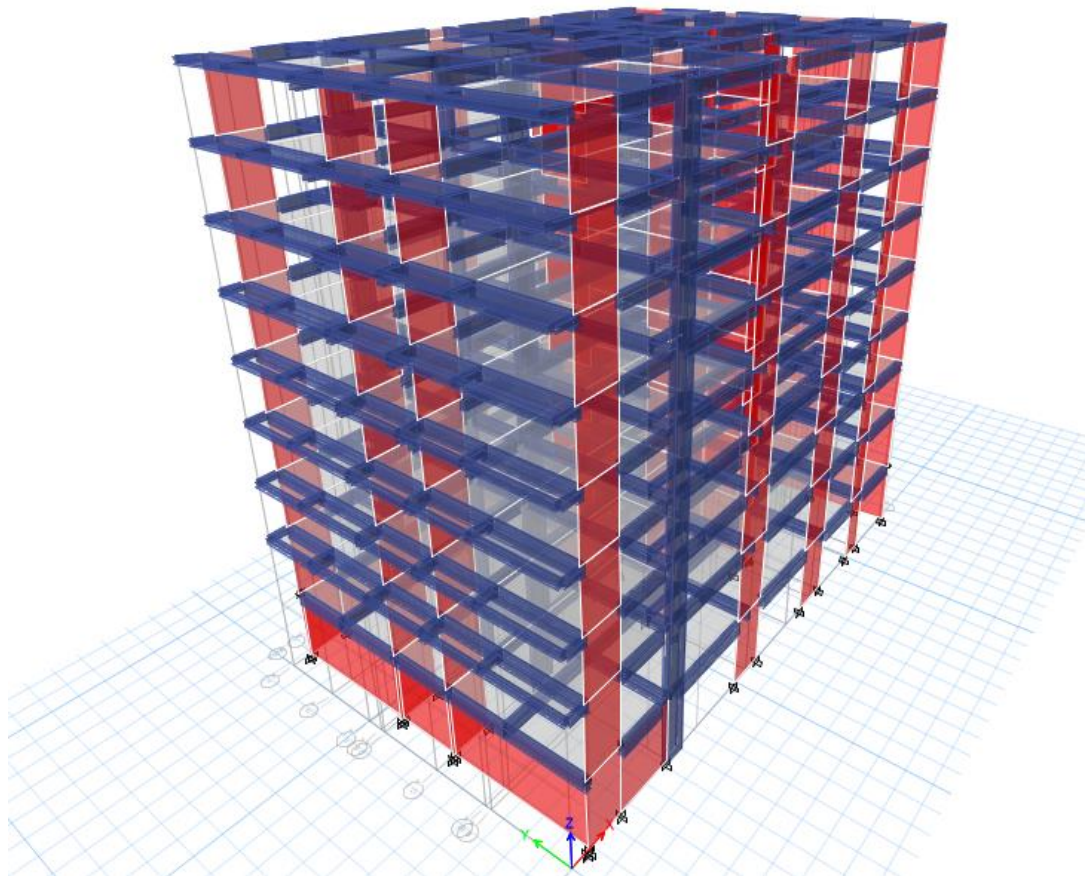


Figura 4.7: Modelo estructural 3D en el software ETABS

4.4.5. Diseño de forjado de HRFA

La carga crítica de diseño es determinada como:

$$U_{forjado} = 1.4(4.9) + 1.7(2) = 10.26 \text{ kN/m}^2 \quad (70)$$

Con esta carga crítica se utilizó las formulas estándar para la determinación del momento de rotura, los forjados han sido divididos en áreas tal como se muestra en la Figura 4.8. El forjado que produce el mayor momento de rotura es el número 2, en el cual se desarrolla un momento positivo de 9.57 kN.m/m y un momento negativo máximo en el eje 2 de 22.86 kN.m , de acuerdo a (Kennedy & Goodchild, 2003) se debe

adicionar un 10% adicional para considerar los efectos de las esquinas, de esta manera se determina que el momento positivo es igual a $10.53 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ y el momento negativo máximo en el eje 2 de $25.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$, cuya configuración de rotura se puede apreciar en la Figura 4.9.

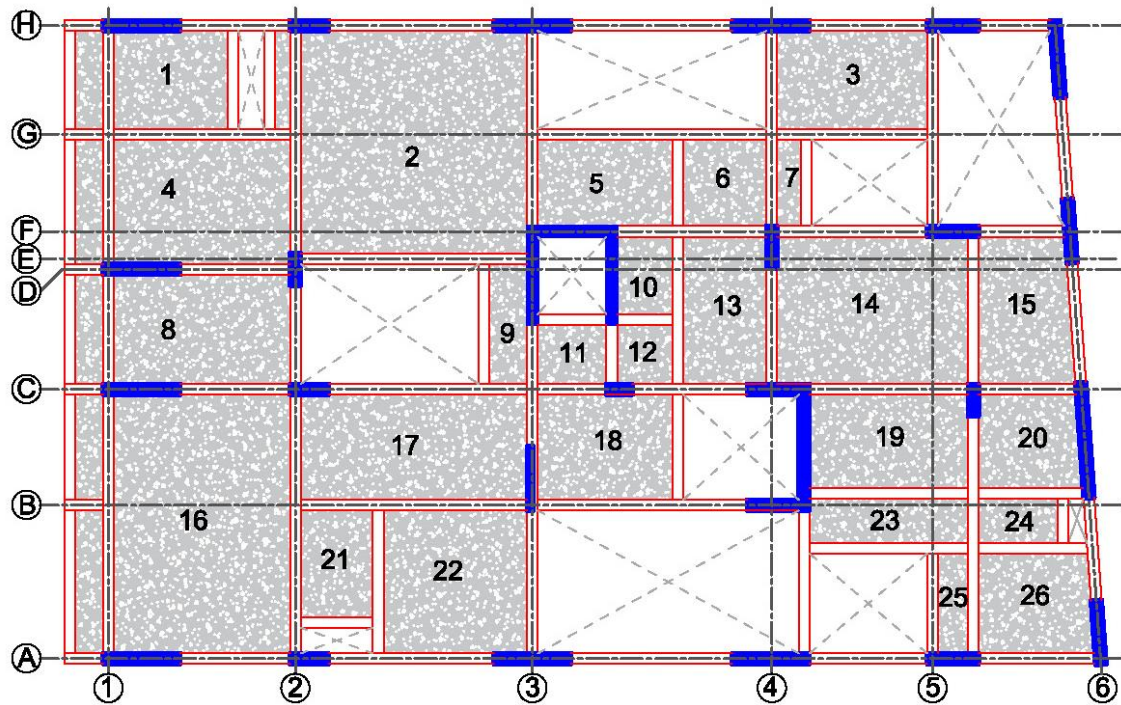


Figura 4.8: Numeración de forjado para el análisis plástico

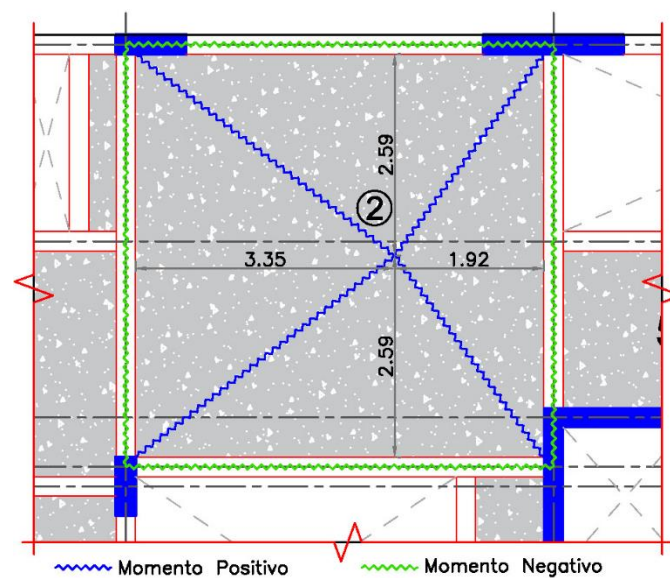


Figura 4.9: Configuración de rotura del forjado número 2

La recopilación de los cálculos realizados se agrupan en la Tabla 4.9



Tabla 4.9: Calculo del Momento de rotura en los forjados

N°	Condiciones de				Carga Lineal						Dimensiones						Mu m kN m/m	
	i1	i2	i3	i4	pa kN/m	pb kN/m	α	β	n kN/m ² m	a m	b m	h m	ar m	br m	n* kN/m ²	br* m		
1	0	1	0	0	0	0	0	0	10.26	2.28	2.65	0.15	1.89	2.65	10.26	2.65	2.06	
2	1	0	0	0	0	0	0	0	10.26	5.18	5.27	0.15	5.18	4.37	10.26	4.37	9.57	
3	0	0	0	0	0	0	0	0	10.26	2.28	3.49	0.15	2.28	3.49	10.26	3.49	3.21	
4	0	1	1	1	0	0	0	0	10.26	2.9	4.1	0.15	2.05	3.40	10.26	3.40	2.74	
5	1	0	1	0	0	0	0	0	10.26	2.01	3.13	0.15	2.01	2.21	10.26	2.21	1.90	
6	1	1	1	0	0	0	0	0	10.26	1.94	2.01	0.15	1.61	1.42	10.26	1.42	0.97	
7	1	1	1	0	0	0	0	0	10.26	0.55	2.01	0.15	0.46	1.42	10.26	1.42	0.19	
8	0	1	0	1	0	0	0	0	10.26	2.55	4.1	0.15	1.80	4.10	10.26	4.10	2.55	
9	1	0	1	1	0	0	0	0	10.26	0.88	2.8	0.15	0.73	1.98	10.26	1.98	0.45	
10	1	0	1	1	0	0	0	0	10.26	1.28	1.8	0.15	1.06	1.27	10.26	1.27	0.57	
11	1	1	1	0	0	0	0	0	10.26	1.38	1.6	0.15	1.14	1.13	10.26	1.13	0.55	
12	1	1	1	1	0	0	0	0	10.26	1.28	1.38	0.15	0.91	0.98	10.26	0.98	0.38	
13	1	1	0	1	0	0	0	0	10.26	1.94	3.48	0.15	1.37	2.88	10.26	2.88	1.42	
14	1	1	1	0	0	0	0	0	10.26	3.43	4.44	0.15	2.84	3.14	10.26	3.14	3.80	
15	0	1	1	0	0	0	0	0	10.26	2.25	3.43	0.15	1.86	2.84	10.26	2.84	2.14	
16	1	0	0	1	0	0	0	0	10.26	4.1	6.03	0.15	3.40	5.00	10.26	5.00	6.91	
17	1	1	1	0	0	0	0	0	10.26	2.45	5.27	0.15	2.03	3.73	10.26	3.73	2.87	
18	1	0	0	1	0	0	0	0	10.26	2.45	3.13	0.15	2.03	2.59	10.26	2.59	2.21	
19	0	1	1	1	0	0	0	0	10.26	2.17	3.69	0.15	1.53	3.06	10.26	3.06	1.72	
20	1	1	0	1	0	0	0	0	10.26	2.17	2.42	0.15	1.53	2.00	10.26	2.00	1.28	
21	1	1	0	1	0	0	0	0	10.26	1.68	2.47	0.15	1.19	2.05	10.26	2.05	0.94	
22	1	0	0	1	0	0	0	0	10.26	3.32	3.34	0.15	2.75	2.77	10.26	2.77	3.25	
23	0	0	1	1	0	0	0	0	10.26	1.04	3.69	0.15	0.86	3.06	10.26	3.06	0.70	
24	1	1	0	1	0	0	0	0	10.26	1.04	1.84	0.15	0.74	1.52	10.26	1.52	0.40	
25	1	0	0	1	0	0	0	0	10.26	0.7	2.32	0.15	0.58	1.92	10.26	1.92	0.31	
26	1	0	0	1	0	0	0	0	10.26	2.32	2.7	0.15	1.92	2.24	10.26	2.24	1.82	
N°	Dimensión de la rotura				Reacciones en vigas				Reacciones en esquinas				Carga total kN	Reacción total en viga kN	Reacciones en esquinas kN	Verificación		
	h1 m	h2 m	h3 m	h4 m	q1 kN/m	q2 kN/m	q3 kN/m	q4 kN/m	H1,2 kN	H2,3 kN	H3,4 kN	H1,4 kN						
1	1.1	1.3	1.1	0.9	7.5	10.6	7.5	7.5	5.8	5.8	4.1	4.1	62.0	81.9	19.9	62	ok	62
2	3.3	2.6	2.4	2.6	22.9	16.2	16.2	16.2	27.1	19.1	19.1	27.1	280.1	372.5	92.5	280	ok	280
3	1.4	1.1	1.4	1.1	9.3	9.3	9.3	9.3	6.4	6.4	6.4	6.4	81.6	107.3	25.6	82	ok	82
4	1.3	1.5	1.8	1.5	8.6	12.1	12.1	12.1	7.7	11.0	11.0	7.7	122.0	159.4	37.4	122	ok	122
5	1.5	1.0	1.5	1.0	10.2	7.2	10.2	7.2	5.4	5.4	5.4	5.4	64.5	86.0	21.4	65	ok	65
6	1.1	1.1	1.1	0.8	7.3	7.3	7.3	5.2	3.9	3.9	2.7	2.7	40.0	53.3	13.3	40	ok	40
7	0.5	0.3	0.5	0.2	3.1	3.1	3.1	2.2	0.7	0.7	0.5	0.5	11.3	13.9	2.6	11	ok	11
8	1.2	1.3	1.2	1.3	8.2	11.5	8.2	11.5	7.2	7.2	7.2	7.2	107.3	136.2	28.9	107	ok	107
9	0.7	0.4	0.7	0.5	4.8	3.4	4.8	4.8	1.3	1.3	1.8	1.8	25.3	31.5	6.2	25	ok	25
10	0.8	0.5	0.8	0.7	5.6	3.9	5.6	5.6	1.6	1.6	2.3	2.3	23.6	31.4	7.8	24	ok	24
11	0.8	0.8	0.8	0.6	5.5	5.5	5.5	3.9	2.2	2.2	1.6	1.6	22.7	30.2	7.6	23	ok	23
12	0.7	0.6	0.7	0.6	4.5	4.5	4.5	4.5	1.5	1.5	1.5	1.5	18.1	24.2	6.0	18	ok	18
13	1.3	1.0	0.9	1.0	8.6	8.6	6.1	8.6	5.7	4.0	4.0	5.7	69.3	88.6	19.4	69	ok	69
14	2.1	2.0	2.1	1.4	14.4	14.4	14.4	10.2	15.2	15.2	10.8	10.8	156.3	208.2	51.9	156	ok	156
15	1.1	1.3	1.6	0.9	7.6	10.7	10.7	7.6	6.0	8.5	6.0	4.3	79.2	104.1	24.9	79	ok	79
16	2.8	1.7	2.0	2.4	19.3	13.7	13.7	19.3	19.5	13.8	19.5	27.6	253.7	334.2	80.5	254	ok	254
17	1.8	1.4	1.8	1.0	12.4	12.4	12.4	8.7	11.5	11.5	8.1	8.1	132.5	171.7	39.2	132	ok	132
18	1.6	1.0	1.1	1.4	11.0	7.7	7.7	11.0	6.2	4.4	6.2	8.8	78.7	104.4	25.7	79	ok	79
19	1.0	1.1	1.4	1.1	6.7	9.5	9.5	9.5	4.9	6.9	6.9	4.9	82.2	105.7	23.5	82	ok	82
20	1.2	1.1	0.9	1.1	8.4	8.4	5.9	8.4	5.1	3.6	3.6	5.1	53.9	71.4	17.5	54	ok	54
21	1.1	0.8	0.7	0.8	7.1	7.1	5.0	7.1	3.8	2.7	2.7	3.8	42.6	55.5	12.9	43	ok	43
22	2.0	1.4	1.4	1.9	13.3	9.4	9.4	13.3	9.2	6.5	9.2	13.0	113.8	151.7	37.9	114	ok	114
23	0.6	0.4	0.9	0.6	4.2	4.2	5.9	5.9	1.4	2.0	2.8	2.0	39.4	47.5	8.2	39	ok	39
24	0.7	0.5	0.5	0.5	4.6	4.6	3.3	4.6	1.6	1.1	1.1	1.6	19.6	25.2	5.5	20	ok	20
25	0.6	0.3	0.4	0.4	3.9	2.8	2.8	3.9	0.9	0.6	0.9	1.2	16.7	20.3	3.6	17	ok	17
26	1.5	1.0	1.0	1.4	10.0	7.1	7.1	10.0	5.2	3.6	5.2	7.3	64.3	85.5	21.3	64	ok	64

Para verificar los resultados se realizó un modelo estructural en el software LimitState: Slab, el cual dio como resultado un factor de seguridad 0.09718 el cual es la solución de la expresión $Mr/Mu = F.S.$, en el modelo se colocó un $Mr = 1$, por consiguiente el $Mu = 10.23 \text{ kN.m/m}$. En la Figura 4.10 se presenta la ubicación de la máxima configuración de rotura, así como diversas líneas de rotura que el software analizó automáticamente para llegar al máximo momento de rotura.

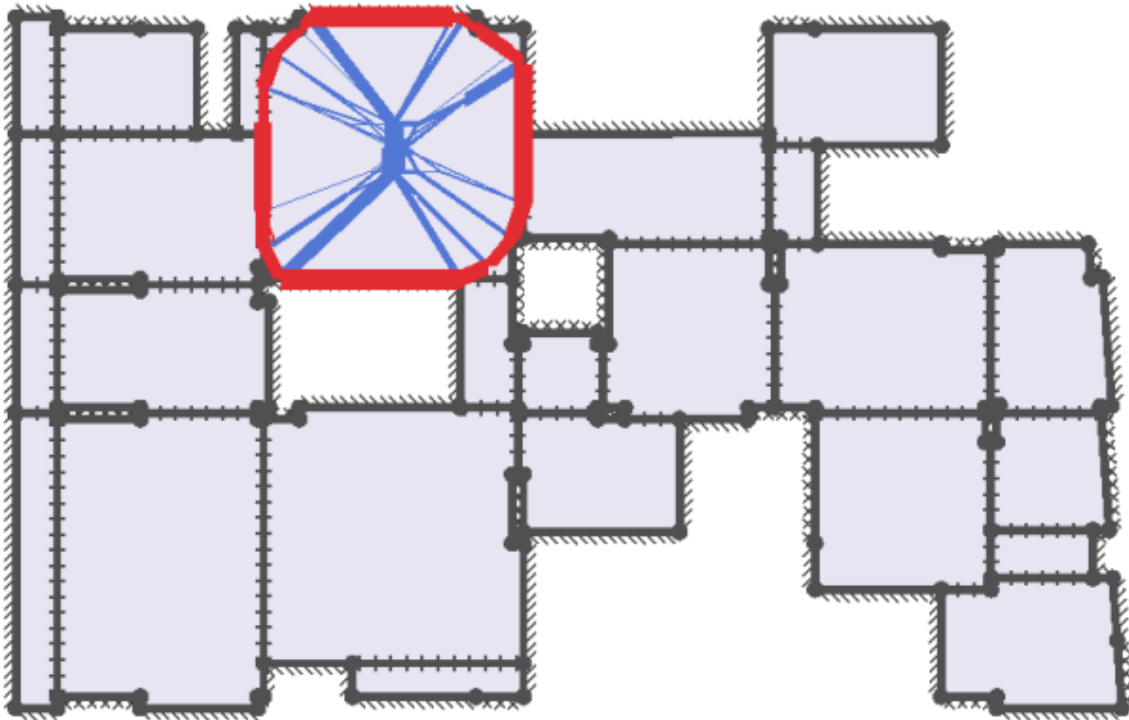


Figura 4.10: Configuración de rotura obtenido en el software LimitState: Slab

Por lo tanto el momento máximo de diseño encontrado entre las formulas estándar y el software especializado es de $Mu = 10.53 \text{ kN.m/m}$.

4.4.5.1. Diseño a Flexión

En la Tabla 4.10 se puede resumir los valores obtenidos para flexión para un forjado de un espesor de 12 cm, donde se determina que las resistencias requeridas son menores a las resistencias de diseño.

$$\phi Mr \geq Mu$$

$$13.15 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}} > 10.53 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$



Tabla 4.10: Diseño a flexión del forjado

Diseño a Flexión			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	12.89
Momento resistente	M_r	N.mm/mm	14615443.07
		kN.m/m	14.62
Momento resistente reducido	ϕM_r	kN.m/m	13.15
Área de Acero	A_s	mm ²	0

En cuanto al esfuerzo cortante tal como indica The International Federation for Structural Concrete (2013), en forjados de HRFA sin refuerzo de acero pasivo, no es necesario realizar la verificación a cortante ya que no se considera predominante a menos que existan grandes cargas concentradas.

4.4.5.2. Deflexión

Como se observa en la Figura 4.11, la deflexión máxima instantánea encontrada es de 6.76 mm, de acuerdo a la Norma técnica Peruana, la deflexión diferida puede calcularse simplifcadamente como:

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (71)$$

Donde:

- ξ Para 5 años a mas = 2,0
- ρ Cuantía de acero en compresión

Por consiguiente, la deflexión total será igual a:

$$F_{inst} + \lambda\Delta F_{inst} = F_{total} \quad (72)$$

$$6.76 + 2(6.76) = 20.28 = F_{total} \quad (73)$$

La máxima deflexión admisible para un elemento que no sea susceptible de sufrir daños debido a deflexiones grandes es igual a $l/240$, en el elemento mas critico la luz $l = 5.27m$ por consiguiente la deflexión máxima es igual a $F_{max} = 21.96 mm$, y se cumple este requisito:

$$F_{max} > F_{total} \rightarrow 21.96 \text{ mm} > 20.28 \text{ mm} \quad (74)$$

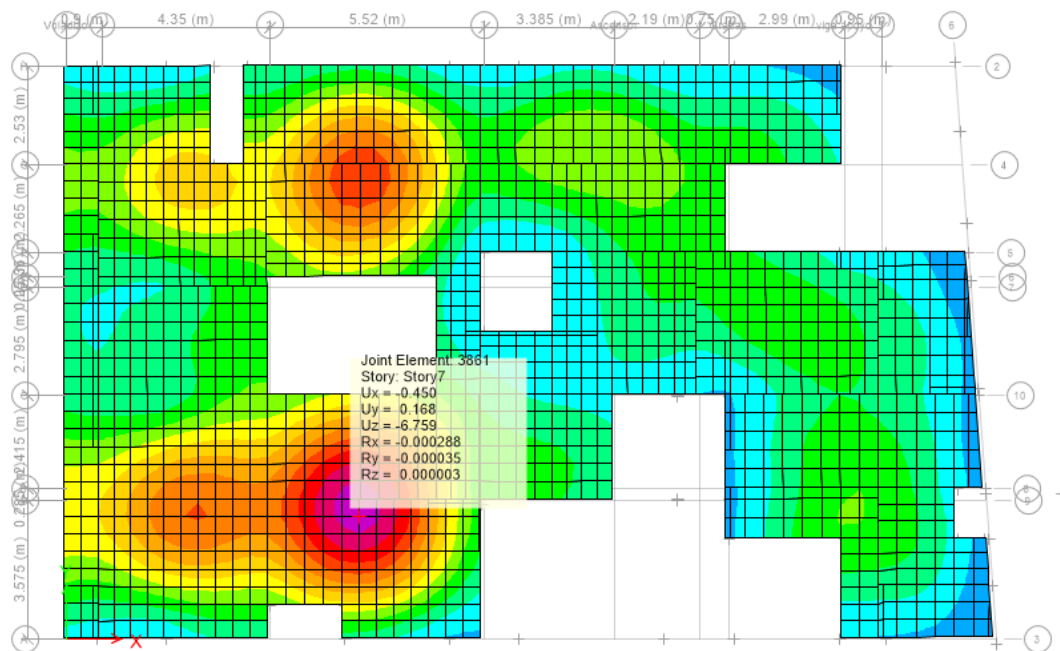


Figura 4.11: Deflexión máxima instantánea en el forjado de HRFA

4.4.6. Diseño de vigas de HRFA

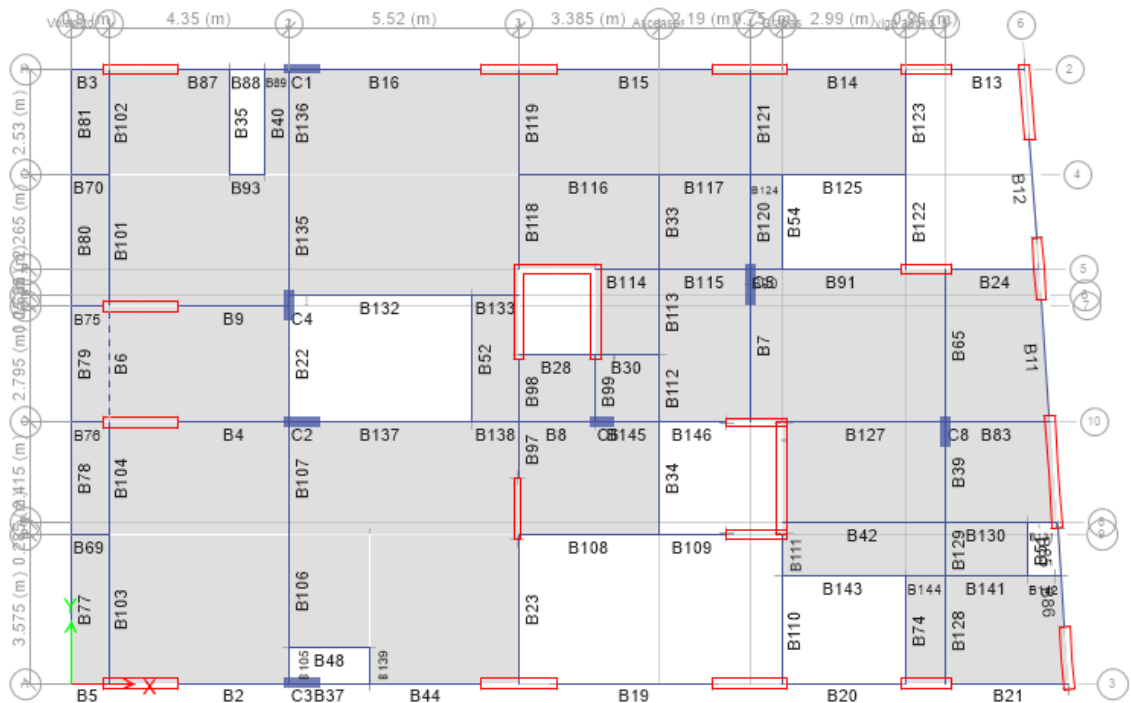


Figura 4.12: Codificación de las vigas en el modelo estructural



El software ETABS codifica cada viga automáticamente tal como se aprecia en la Figura 4.12, esto permite tener un control de cada elemento. Después de realizar el análisis de cargas dio como resultado los esfuerzos requeridos, ya sean momentos flectores, esfuerzos cortantes o axiales, en la Figura 4.13 se observa los diagramas de momento flector determinados por el software lo cual permite analizar las vigas por separado. En el presente trabajo se agrupo los elementos que tenían esfuerzos requeridos similares para hacer un análisis grupal.

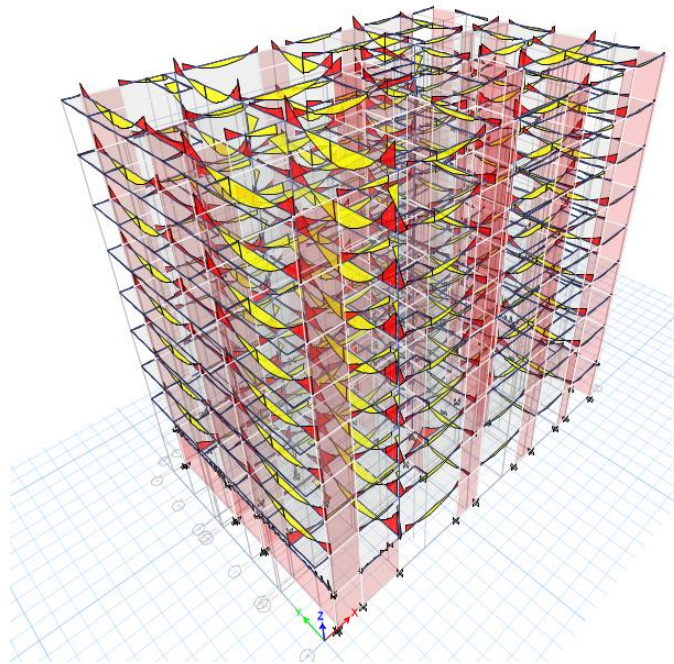


Figura 4.13: Momentos flectores en el modelo estructural 3D

De esta manera se diseñaron un total de 5 vigas con diferentes cuantías de acero necesarias conjuntamente con el HRFA para soportar todas las solicitaciones. En las siguientes figuras se pueden apreciar el detalle de las vigas.

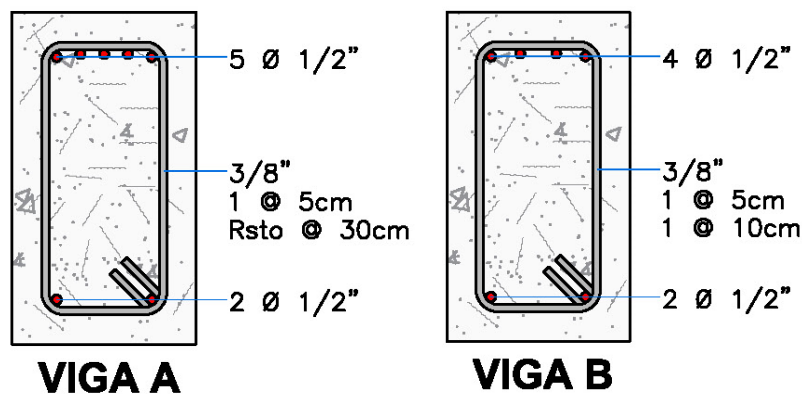


Figura 4.14: Detalle de la viga A y viga B

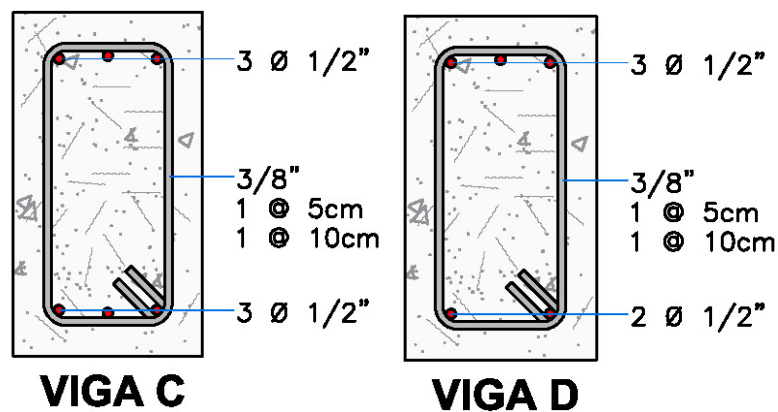


Figura 4.15: Detalle de la viga C y viga D

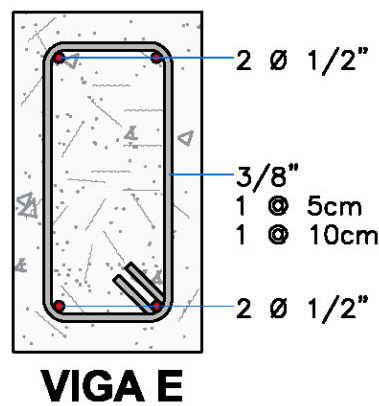


Figura 4.16: Detalle de la viga E

En las siguientes sub secciones se presentan los datos y resultados del análisis en el software ETABS en estado limite ultimo ULS.

4.4.6.1. Viga A

Tabla 4.11: Código de vigas diseñadas para el modelo A

Nivel 1	B135	Nivel 3	B135	Nivel 5	B135
Nivel 1	B136	Nivel 3	B105	Nivel 5	B105
Nivel 1	B105	Nivel 3	B107	Nivel 5	B107
Nivel 1	B107	Nivel 3	B136	Nivel 5	B136
Nivel 2	B98	Nivel 4	B98	Nivel 6	B98
Nivel 2	B135	Nivel 4	B135	Nivel 6	B105
Nivel 2	B136	Nivel 4	B105	Nivel 6	B107
Nivel 2	B105	Nivel 4	B107	Nivel 7	B105
Nivel 2	B107	Nivel 4	B136	Nivel 7	B107
Nivel 3	B98	Nivel 5	B98	Nivel 7	B134



En la Figura 4.17 se presentan los máximos esfuerzos de la envolvente obtenidas del software ETABS, determinadas para el grupo de vigas de la Tabla 4.11.

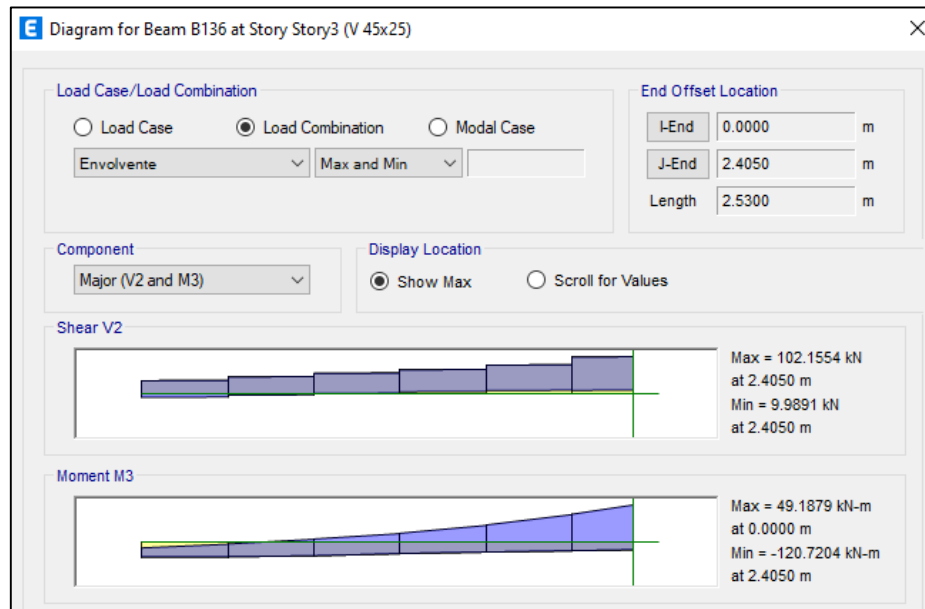


Figura 4.17: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga A

Tabla 4.12: Datos geométricos para la viga A

Datos geométricos			
Altura	h	mm	450
Base	b_w	mm	250
Peralte efectivo	d	mm	410
Recubrimiento	d'	mm	40
Momento de Inercia	I	mm^4	1898437500

Tabla 4.13: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga A

Esfuerzos de Diseño			
Momento ultimo de envolvente Positivo	Med	kN.m	49.1879
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	54.65322222
	Med	N.mm	54653222.22
Momento ultimo de envolvente Negativo	Med	kN.m	120.7024
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	134.1137778
	Med	N.mm	134113777.8
Cortante ultima de diseño	Ved	kN	102.155
Cortante ultima de diseño mayorado	V_{ed}/ϕ	kN	120.1823529
		N	120182.3529

Tabla 4.14: Diseño ante momentos flectores para la viga A

Diseño a Flexión			
Acero de refuerzo positivo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	42.86
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	54653222.22
Área de Acero	A_s	mm ²	16
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	<	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		2
cuantía de acero	pl	%	0.004
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	253
2 \emptyset 1/2"			
Acero de refuerzo negativo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	79.87
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	134113777.8
Área de Acero	A_s	mm ²	561
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	>	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		5
cuantía de acero	pl	%	0.006
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	633
5 \emptyset 1/2"			



Tabla 4.15: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga A

Diseño a Cortante			
Factor de efecto tamaño	k	-	1.70
Tensión en el concreto	σ_{cp}	MPa	0
Cortante resistente del HRFA	$V_{Rd,F}$	N	114430.3503
		kN	114.43
Comprobación del mínimo refuerzo a cortante			
	F_{tuk}	MPa	2.25
	$0.08\sqrt{f_{ck}}$	MPa	0.42
No es necesario acero convencional mínimo	F_{tuk}	>	$0.08\sqrt{f_{ck}}$
Mínima resistencia a cortante del HRFA			
	v_{min}	N	0.41
	$V_{Rd,Fmin}$	N	41641.83
		kN	41.64
Diseño del acero de refuerzo			
Cortante que tiene que soportar el acero pasivo	$V_{Rd,s}$	kN	5.752352941
cuantía mínima	$\rho_{w,min}$	%	0.10%
Área de acero mínima	$A_{sw,s,min}$	cm ² /m	2.55
Área de acero solicitada	$A_{sw,s}$	cm ² /m	0.3774
	$A_{sw,s,min}$	>	$A_{sw,s}$
Área de acero asumida	$A_{sw,s,sel}$	cm ² /m	2.55
Área del acero a utilizar	$3/8$	cm ²	0.713
	n	1/m	1.789329552
Espaciamiento	s	cm	56
Espaciamiento máximo	sw,max	cm	30
Ø 3/8" @ 30cm			

Es una práctica común en Perú por seguridad dejar un estribo a 5cm en las uniones muros estructurales o columnas con las vigas por lo cual se mantendrá esta recomendación.

4.4.6.2. Viga B

Tabla 4.16: Código de vigas diseñadas para el modelo B

Nivel 1	B136	Nivel 3	B114	Nivel 5	B104
Nivel 1	B98	Nivel 3	B104	Nivel 6	B136
Nivel 1	B118	Nivel 3	B102	Nivel 6	B135
Nivel 1	B104	Nivel 3	B4	Nivel 6	B114
Nivel 1	B103	Nivel 4	B103	Nivel 6	B103
Nivel 1	B67	Nivel 4	B114	Nivel 6	B118
Nivel 2	B103	Nivel 4	B118	Nivel 7	B136
Nivel 2	B118	Nivel 4	B104	Nivel 7	B98
Nivel 2	B104	Nivel 4	B102	Nivel 7	B135
Nivel 2	B102	Nivel 4	B4	Nivel 7	B114
Nivel 2	B114	Nivel 5	B114	Nivel 8	B134
Nivel 3	B103	Nivel 5	B103		
Nivel 3	B118	Nivel 5	B118		

En la Figura 4.18 se presentan los máximos esfuerzos de la envolvente obtenidas del software ETABS, determinadas para el grupo de vigas de la Tabla 4.16.

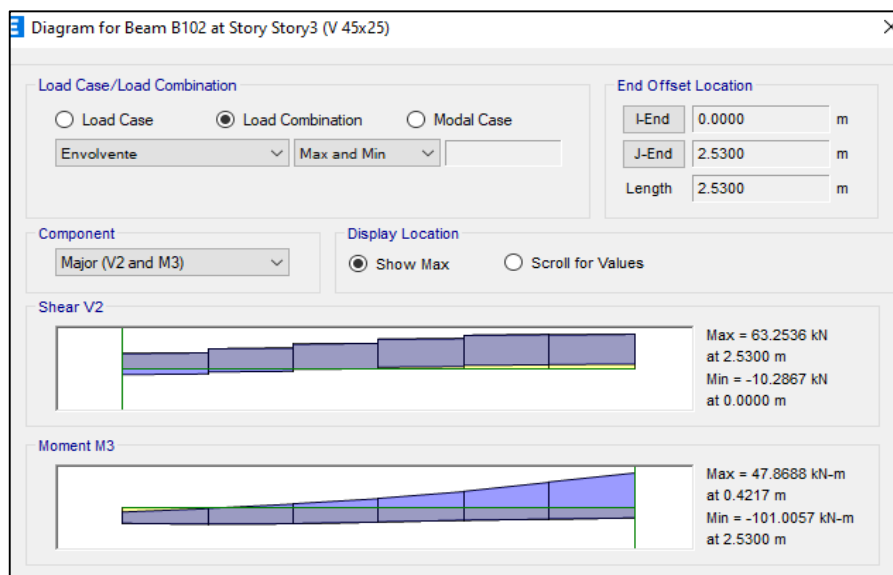


Figura 4.18: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga B

Tabla 4.17: Datos geométricos para la viga B

Datos geométricos			
Altura	h	mm	450
Base	b_w	mm	250
Peralte efectivo	d	mm	410
Recubrimiento	d'	mm	40
Momento de Inercia	I	mm ⁴	1898437500



Tabla 4.18: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga B

Esfuerzos de Diseño			
Momento ultimo de envolvente Positivo	Med	kN.m	47.8688
Momento ultimo de envolvente mayorado	Mu/Ø	kN.m	53.18755556
	Med	N.mm	53187555.56
Momento ultimo de envolvente Negativo	Med	kN.m	101.0057
Momento ultimo de envolvente mayorado	Mu/Ø	kN.m	112.2285556
	Med	N.mm	112228555.6
Cortante ultima de diseño	Ved		63.2536
Cortante ultima de diseño mayorado	Ved/Ø	kN	74.416

Tabla 4.19: Diseño ante momentos flectores para la viga B

Diseño a Flexión			
Acero de refuerzo positivo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	42.21
Verificación de Momento interno	Mu/Ø	kN.m	53187555.56
Área de Acero	As	mm ²	7
Área de Acero mínima	As,min	mm ²	177
	As	<	As,min
Diámetro seleccionado Ø	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		2
cuantía de acero	pl	%	0.002
Área de Acero seleccionada	As,sel	mm ²	253.36
2 Ø 1/2"			
Acero de refuerzo negativo			
Eje neutro	x	mm	69.32
Verificación de Momento interno	Mu/Ø	kN.m	112228555.6
Área de Acero	As	mm ²	406
Área de Acero mínima	As,min	mm ²	177
	As	>	As,min
Diámetro seleccionado Ø	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		4
cuantía de acero	pl	%	0.005
Área de Acero seleccionada	As,sel	mm ²	506.71
4 Ø 1/2"			

Tabla 4.20: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga B

Diseño a Cortante			
Factor de efecto tamaño	k	-	1.70
Tensión en el concreto	σ_{cp}	MPa	0
Cortante resistente del HRFA	$V_{Rd,F}$	N	114484.5998
		kN	114.48
Comprobación del mínimo refuerzo a cortante			
	F_{tuk}	MPa	2.25
	$0.08v_{fck}$	MPa	0.42
No es necesario acero convencional mínimo	F_{tuk}	>	$0.08v_{fck}$
Mínima resistencia a cortante del HRFA			
	v_{min}	N	0.41
	$V_{Rd,Fmin}$	N	41641.83
		kN	41.64
Diseño del acero de refuerzo			
Cortante que tiene que soportar el acero pasivo	$V_{Rd,s}$	kN	-40.064
No es necesario armadura a cortante			

4.4.6.3. Viga C

Tabla 4.21: Código de vigas diseñadas para el modelo C

Nivel 1	B2
Nivel 1	B4
Nivel 1	B53
Nivel 2	B2
Nivel 2	B20
Nivel 2	B4
Nivel 3	B2
Nivel 3	B20
Nivel 4	B20
Nivel 4	B2
Nivel 5	B2
Nivel 5	B20
Nivel 5	B4

En la Figura 4.19 se presentan los máximos esfuerzos de la envolvente obtenidas del software ETABS, determinadas para el grupo de vigas de la Tabla 4.21.



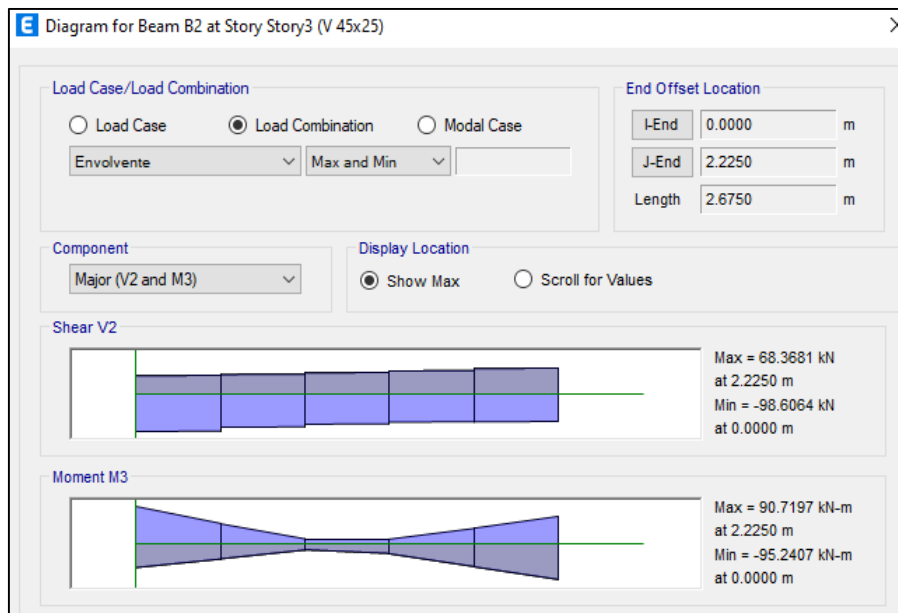


Figura 4.19: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga C

Tabla 4.22: Datos geométricos para la viga C

Datos geométricos			
Altura	h	mm	450
Base	b_w	mm	250
Peralte efectivo	d	mm	410
Recubrimiento	d'	mm	40
Momento de Inercia	I	mm^4	1898437500

Tabla 4.23: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga C

Esfuerzos de Diseño			
Momento ultimo de envoltente Positivo	Med	kN.m	90.7197
Momento ultimo de envoltente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	100.7996667
	Med	N.mm	100799666.7
Momento ultimo de envoltente Negativo	Med	kN.m	95.2407
Momento ultimo de envoltente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	105.823
	Med	N.mm	105823000
Cortante ultima de diseño	Ved		98.6064
Cortante ultima de diseño mayorado	V_{ed}/ϕ	kN	116.0075294
		N	116007.5294
Axil de diseño	Ned	N	0

Tabla 4.24: Diseño ante momentos flectores para la viga C

Diseño a Flexión			
Acero de refuerzo positivo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	63.92
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	100799666.7
Área de Acero	A_s	mm ²	326
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	>	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		3
cuantía de acero	pl	%	0.004
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	380
3 \emptyset 1/2"			
Acero de refuerzo negativo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	66.29
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	105823000
Área de Acero	A_s	mm ²	361
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	>	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		3
cuantía de acero	pl	%	0.004
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	380
3 \emptyset 1/2"			



Tabla 4.25: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga C

Diseño a Cortante			
Factor de efecto tamaño	k	-	1.70
Tensión en el concreto	σ_{cp}	MPa	0
Cortante resistente del HRFA	$VR_{d,F}$	N	131047.554
		kN	131.05
Comprobación del mínimo refuerzo a cortante			
	F_{tuk}	MPa	2.25
	$0.08\sqrt{f_{ck}}$	MPa	0.42
No es necesario acero convencional mínimo	F_{tuk}	>	$0.08\sqrt{f_{ck}}$
Mínima resistencia a cortante del HRFA			
	v_{min}	N	0.41
	$VR_{d,Fmin}$	N	41641.83
		kN	41.64
Diseño del acero de refuerzo			
Cortante que tiene que soportar el acero pasivo	$VR_{d,s}$	kN	-15.04247059
No es necesario armadura a cortante			

4.4.6.4. Viga D

Tabla 4.26: Código de vigas diseñadas para el modelo D

Nivel 1	B101	Nivel 3	B42	Nivel 6	B104
Nivel 1	B102	Nivel 3	B44	Nivel 6	B127
Nivel 1	B114	Nivel 4	B101	Nivel 6	B133
Nivel 1	B127	Nivel 4	B127	Nivel 6	B4
Nivel 1	B22	Nivel 4	B133	Nivel 6	B42
Nivel 1	B42	Nivel 4	B22	Nivel 7	B102
Nivel 1	B42	Nivel 4	B42	Nivel 7	B103
Nivel 2	B101	Nivel 4	B44	Nivel 7	B104
Nivel 2	B127	Nivel 5	B101	Nivel 7	B118
Nivel 2	B22	Nivel 5	B102	Nivel 7	B127
Nivel 2	B42	Nivel 5	B127	Nivel 7	B42
Nivel 3	B101	Nivel 5	B133	Nivel 8	B107
Nivel 3	B127	Nivel 5	B42	Nivel 8	B105
Nivel 3	B133	Nivel 5	B44	Nivel 8	B135
Nivel 3	B22	Nivel 6	B102		

En la Figura 4.20 se presentan los máximos esfuerzos de la envolvente obtenidas del software ETABS, determinadas para el grupo de vigas de la Tabla 4.26.

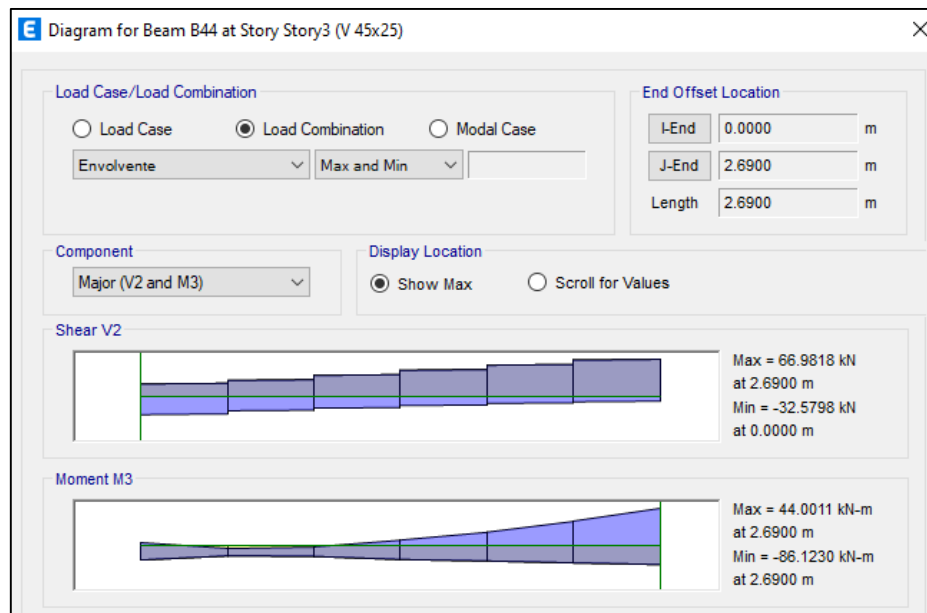


Figura 4.20: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga D

Tabla 4.27: Datos geométricos para la viga D

Datos geométricos			
Altura	h	mm	450
base	b_w	mm	250
Peralte efectivo	d	mm	410
recubrimiento	d'	mm	40
Momento de Inercia	I	mm^4	1898437500

Tabla 4.28: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga D

Esfuerzos de Diseño			
Momento ultimo de envolvente Positivo	Med	kN.m	44.011
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	48.90111111
	Med	N.mm	48901111.11
Momento ultimo de envolvente Negativo	Med	kN.m	86.123
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	95.69222222
	Med	N.mm	95692222.22
Cortante ultima de diseño	Ved		66.9818
Cortante ultima de diseño mayorado	V_{ed}/ϕ	kN	78.80211765
		N	78802.11765
Axil de diseño	Ned	N	0



Tabla 4.29: Diseño ante momentos flectores positivos para la viga D

Diseño a Flexión positivo			
Acero de refuerzo positivo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	40.32
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	48901111.11
Área de Acero	A_s	mm ²	-21
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	<	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		2
cuantía de acero	pl	%	0.002
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	253.36
2 \emptyset 1/2"			
Acero de refuerzo negativo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	61.54
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	95692222.22
Área de Acero	A_s	mm ²	291
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	>	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		3
cuantía de acero	pl	%	0.004
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	380.03061
3 \emptyset 1/2"			

Tabla 4.30: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga D

Diseño a Cortante			
Factor de efecto tamaño	k	-	1.70
Tensión en el concreto	σ_{cp}	MPa	0
Cortante resistente del HRFA	$VR_{d,F}$	N	114484.5998
		kN	114.48
Comprobación del mínimo refuerzo a cortante			
	F_{tuk}	MPa	2.25
	$0.08\sqrt{f_{ck}}$	MPa	0.42
No es necesario acero convencional mínimo		F_{tuk}	>
			0.08 $\sqrt{f_{ck}}$
Mínima resistencia a cortante del HRFA			
	v_{min}	N	0.41
	$VR_{d,Fmin}$	N	41641.83
		kN	41.64
Diseño del acero de refuerzo			
Cortante que tiene que soportar el acero pasivo	$VR_{d,s}$	kN	-35.67788235
No es necesario armadura a cortante			

4.4.6.5. Viga E

En la Figura 4.21 se presentan los máximos esfuerzos de la envolvente obtenidas del software ETABS, determinadas para el resto de elementos codificados.

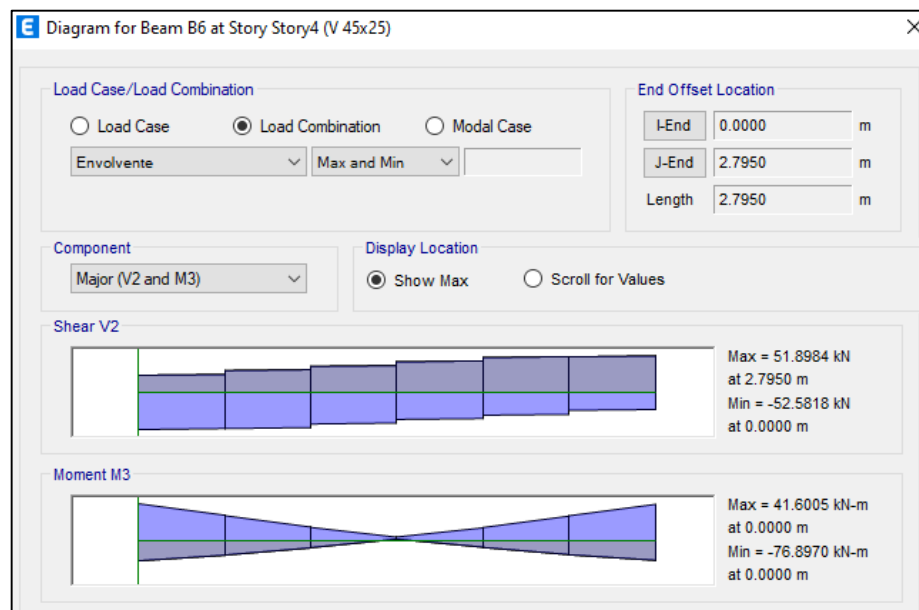


Figura 4.21: Diagrama de esfuerzos máximos encontrados para la viga A



Tabla 4.31: Datos geométricos para la viga E

Datos geométricos			
Altura	h	mm	450
base	b_w	mm	250
Peralte efectivo	d	mm	410
recubrimiento	d'	mm	40
Momento de Inercia	I	mm ⁴	1898437500

Tabla 4.32: Resistencias requeridas máximas determinadas para la viga E

Esfuerzos de Diseño			
Momento ultimo de envolvente Positivo	Med	kN.m	41.6005
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	46.22277778
	Med	N.mm	46222777.78
Momento ultimo de envolvente Negativo	Med	kN.m	76.897
Momento ultimo de envolvente mayorado	M_u/ϕ	kN.m	85.44111111
	Med	N.mm	85441111.11
Cortante ultima de diseño	Ved		52.5818
Cortante ultima de diseño mayorado	V_{ed}/ϕ	kN	61.86094118
		N	61860.94118

Tabla 4.33: Diseño ante momentos flectores para la viga A

Diseño a Flexión			
Acero de refuerzo positivo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	39.13
Verificación de Momento interno	M_u/ϕ	kN.m	46222777.78
Área de Acero	A_s	mm ²	-39
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	<	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado ϕ	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		2
cuantía de acero	ρ_l	%	0.002
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	253.36
2 ϕ 1/2"			

Tabla 4.34: Diseño ante momentos flectores negativos para la viga E

Diseño a Flexión			
Acero de refuerzo negativo			
HRFA Puede reemplazar el acero convencional?	f_{R1k}/f_{Lk}	1.04	> 0.4
Si	f_{R3k}/f_{R1k}	1.30	> 0.5
Eje neutro	x	mm	56.79
Verificación de Momento interno	M_u/\emptyset	kN.m	85441111.11
Área de Acero	A_s	mm ²	221
Área de Acero mínima	$A_{s,min}$	mm ²	177
	A_s	>	$A_{s,min}$
Diámetro seleccionado \emptyset	1/2	mm	12.70
Área del acero seleccionado		mm ²	127
Numero de varillas	#		2
cuantía de acero	pl	%	0.002
Área de Acero seleccionada	$A_{s,sel}$	mm ²	253.36
2 \emptyset 1/2"			

Tabla 4.35: Diseño ante esfuerzos cortantes para la viga A

Diseño a Cortante			
Factor de efecto tamaño	k	-	1.70
Tensión en el concreto	σ_{cp}	MPa	0
Cortante resistente del HRFA	$VR_{d,F}$	N	114484.5998
		kN	114.48
Comprobación del mínimo refuerzo a cortante			
	F_{tuk}	MPa	2.25
	$0.08\sqrt{f_{ck}}$	MPa	0.42
No es necesario acero convencional mínimo	F_{tuk}	>	$0.08\sqrt{f_{ck}}$
Mínima resistencia a cortante del HRFA			
	v_{min}	N	0.41
	$VR_{d,Fmin}$	N	41641.83
		kN	41.64
Diseño del acero de refuerzo			
Cortante que tiene que soportar el acero pasivo	$VR_{d,s}$	kN	-52.61905882
No es necesario armadura a cortante			



4.4.6.6. Verificación de Ancho de fisura.

Para la verificación del ancho de fisura y la deflexión se realizó en la combinación denominada de servicio en la cual los esfuerzos no han sido mayorados. A partir de los esfuerzos resultantes se tomó el elemento estructural con mayores solicitaciones y con el menor refuerzo de acero pasivo por lo tanto se ha verificado el ancho de fisura y deflexión para una Viga E.

En la Figura 4.22 se observa los esfuerzos máximos de diseño utilizados en la Tabla 4.36 con los cuales se determinó un ancho de fisura igual a $w = 0.074 \text{ mm}$, el límite dispuesto en las normas peruanas para un ancho de fisura en una zona en un ambiente no agresivo es de $w = 0.40 \text{ mm}$ por lo cual se considera que la sección más crítica de la estructura se encuentra muy por debajo de los valores máximos, siendo únicamente un 19% del límite permitido.

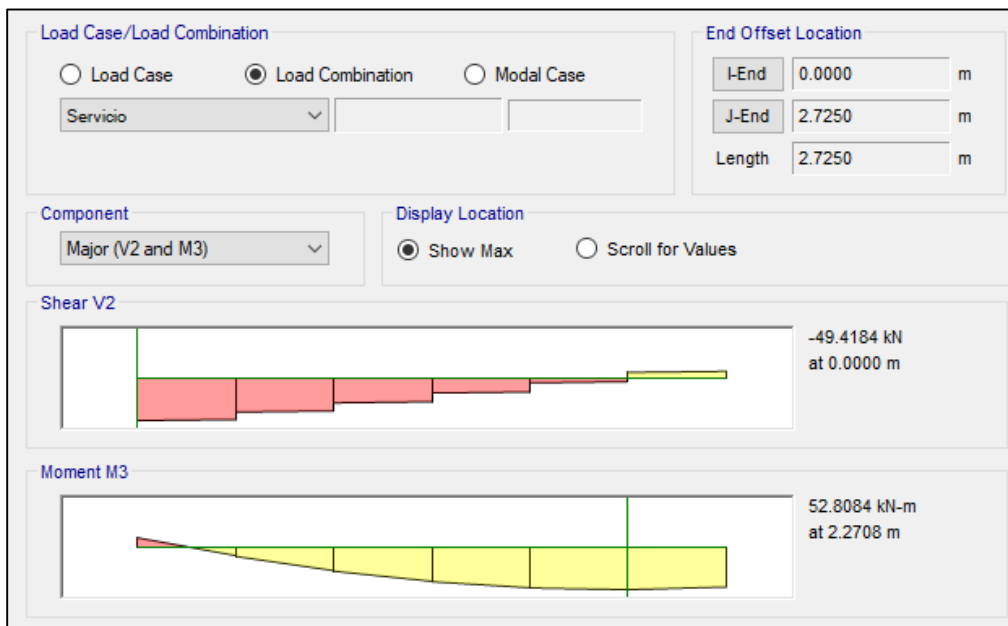


Figura 4.22: Máximo momento flector en condiciones de servicio

Tabla 4.36: Calculo del ancho de fisura para la sección más crítica

Ancho de Fisura			
Eje neutro	x	mm	104.370
	d_{sc}	mm	46.35
Deformación relativa del concreto	ϵ_o		0.000595459
Deformación relativa del acero	ϵ_s		0.0017
	ϵ_{sc}		0.0021
Iteración del eje neutro	x	mm	104.370
Área efectiva del concreto	$A_{c,ef}$	mm ²	25000
	$p_{s,ef}$	%	1.01%
Tensión en el hormigón	σ_c	MPa	17.26
Tensión en el acero	σ_s	MPa	121.40
Verificación	$f_{ctm}-f_{ftsm}$		0.48323129
Máxima tensión en el acero en una fisura	σ_{sr}		48.71
Tipo de Fisura y carga	Estabilizada	&	Instantanea
Tensión media de adherencia	τ_{bms}		4.920
	β		0.6
	η_r		0
Ancho de fisura	w_d	mm	0.065
Ancho de fisura en la fibra extrema	$w_{d,ten}$	mm	0.074
Longitud crítica de la fisura	$l_{s,max}$	mm	71
Distancia media entre fisuras	S_{rm}	mm	83
	k_c		1
	k		0.895
	A_{ct}	mm ²	23175
Área de acero mínima, para fisura	$A_{s,min}$	mm ²	24
Área de acero utilizada para flexión	$A_{s,flex}$	mm ²	253.36
	$A_{s,flex}$	>	$A_{s,min}$
No es necesario acero adicional para fisura			



4.4.6.7. Verificación de deflexión

Para las deflexiones se realizó el cálculo lineal en el software ETABS bajo cargas de servicio en el elemento más solicitado, obtenidos una deflexión $\delta_I = 4.8 \text{ mm}$, en la Tabla 4.37 se presenta el resultado del momento de inercia en la sección fisurada, esta propiedad fue modificada en el software especializado y se obtuvo una deflexión fisurada $\delta_{II} = 6.7 \text{ mm}$, en la Figura 4.23 se observan las deflexiones calculadas en la sección bruta así como en la sección fisurada, con estos valores y el coeficiente de interpolación ζ se obtuvo la deflexión máxima instantánea $\delta_{,max} = 6.39 \text{ mm}$.

Para la deflexión total se debe sumar la deflexión máxima instantánea junto a la deflexión diferida, tal como se ha explicado en el diseño de forjado se aplicó el factor $\lambda\Delta = 2$ de acuerdo a las normas Peruanas obteniéndose así la flecha máxima:

$$6.39 + 2(6.39) = 19.18\text{mm} = F_{total} \quad (75)$$

La deflexión máxima permitida es determinada como $l/250$, en el miembro estructural crítico analizado $l = 6.275 \text{ m}$, por consiguiente la deflexión máxima permitida es igual a 25.10 mm por lo cual se cumple que:

$$F_{max} > F_{total} \rightarrow 25.10 \text{ mm} > 19.18 \text{ mm} \quad (76)$$

De esta manera se verifico que las vigas cumplen las solicitaciones de servicio.

Tabla 4.37: Calculo de la deflexión máxima

Deflexión			
Eje neutro	x	mm	104.37
Momento de inercia de la sección fisurada	I _{ii}	mm ⁴	644896133.2
		m ⁴	0.000644896
Deflexión Sin fisurar	$\delta_{,max I}$	mm	4.8
Deflexión fisurada	$\delta_{,max II}$	mm	6.7
Coeficiente	β		1
Tensión en el acero	σ_s	MPa	121.40
Máxima tensión en el acero en una fisura	σ_{sr}	MPa	48.71
Coeficiente de interpolación	ζ		0.84
Deflexión máxima	$\delta_{,max}$	mm	6.39

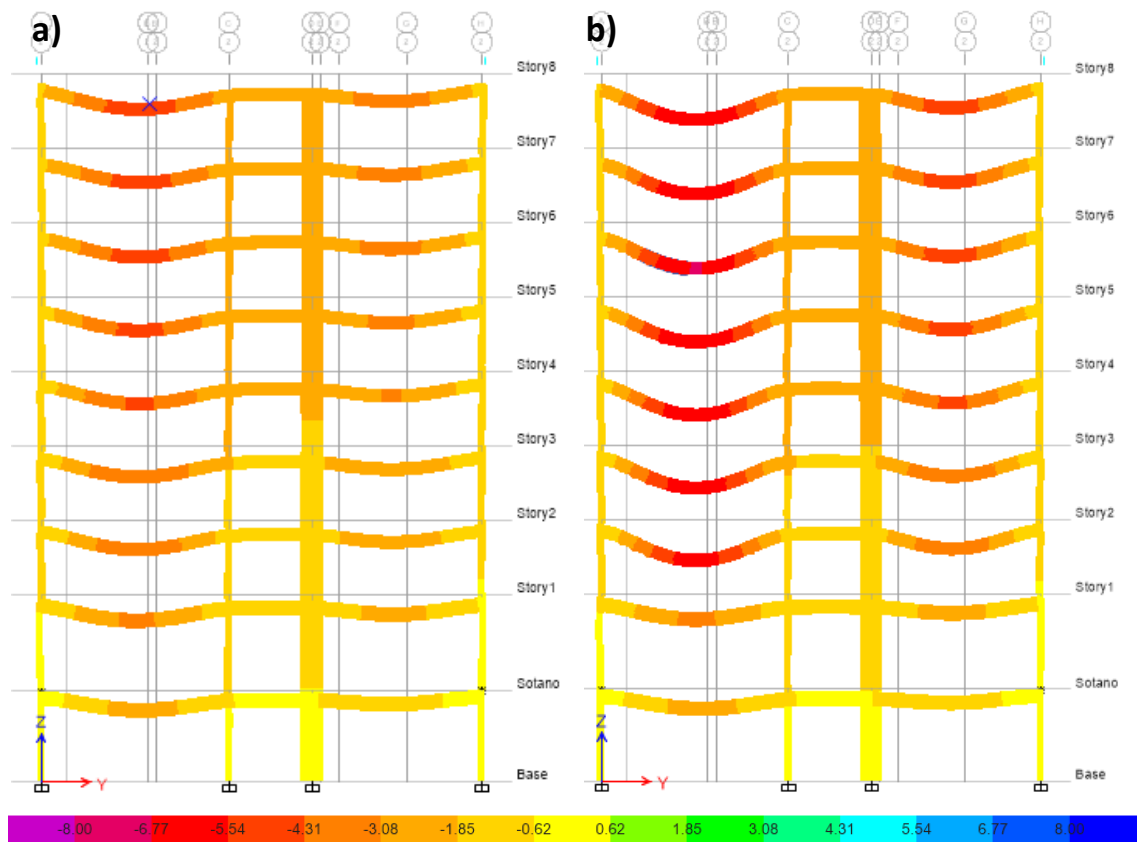


Figura 4.23: Deflexiones en los elementos críticos de la estructura a) sección no fisurada b) sección fisurada

4.5. VERIFICACIÓN DE PESO

El peso de los diferentes forjados por metro cuadrado se muestra a continuación:

Forjado aligerado (20 cm):

Peso del hormigón + casetón por m2:..... 2.07 kN

Forjado macizo (20 cm):

Peso del hormigón por m2: 4.70 kN

Forjado de HRFA (12 cm):

Peso del hormigón por m2: 2.83 kN



Al hacer un análisis del peso del forjado de HRFA es un 136% más alto que el del forjado aligerado y un 40% más bajo que el forjado macizo. En el proyecto estudiado el forjado aligerado es el más utilizado por lo cual es necesario evaluar el impacto que produce este incremento de peso en la estructura. Con el software ETABS se determinó que la estructura de Hormigón Armado pesa 17692.24 kN y la estructura con forjados y vigas de HRFA tiene un peso de 18038.56 kN. Siendo un 2% más que la estructura original, aunque no representa un gran porcentaje es necesario evaluar si las estructuras de soporte (columnas y muros estructurales), se ven afectados por este incremento, a continuación, se presentan los diagramas de interacción realizados para cada elemento de soporte en el eje X los momentos flectores y en el eje Y las fuerzas axiales, así como se representan mediante puntos las cargas axiales y los momentos que actúan sobre los elementos estructurales de soporte.

Tabla 4.38: Detalle de Columna C01 y diagrama de Interacción en eje X, Y

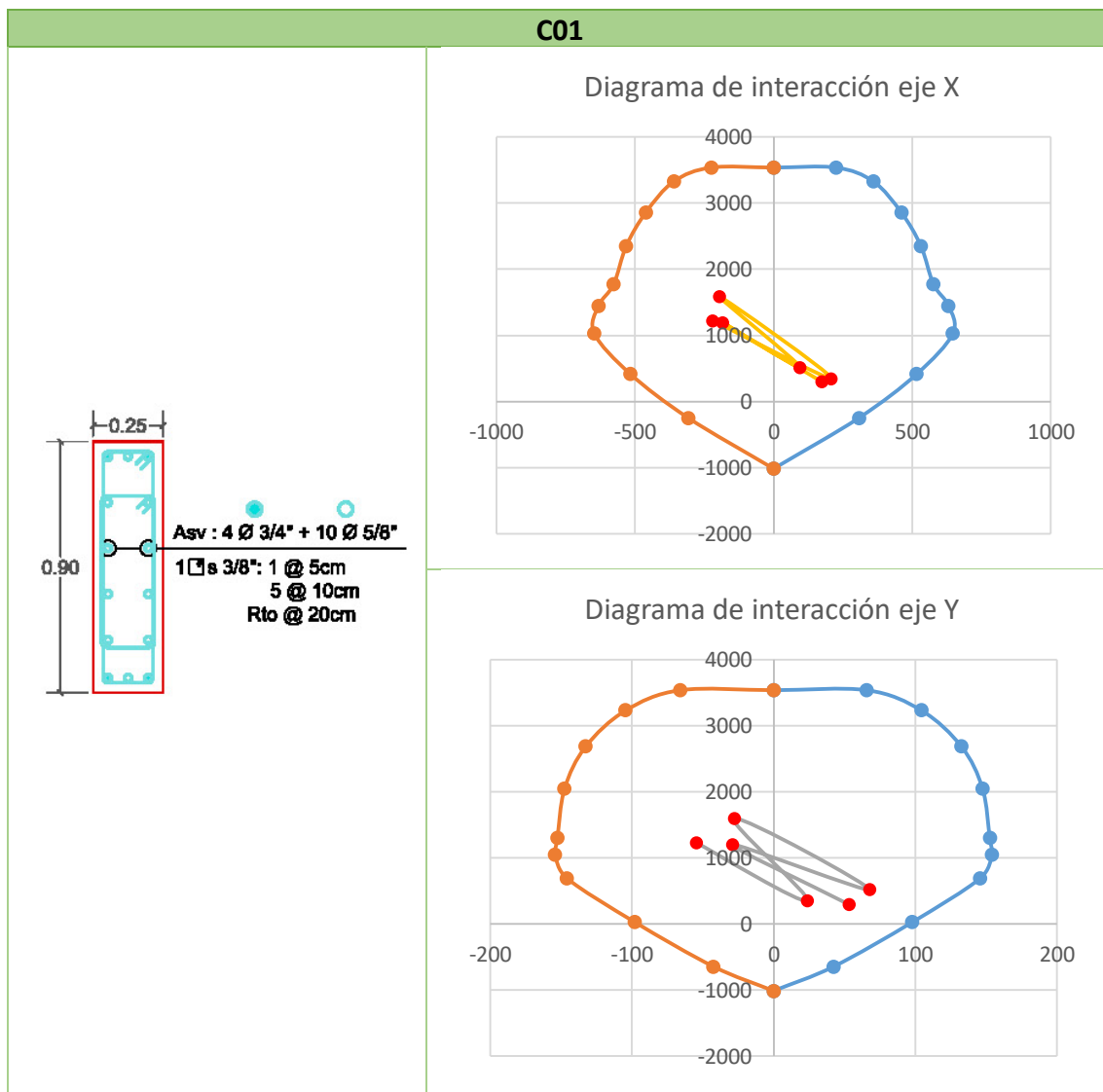


Tabla 4.39: Detalle de Columna C02 y diagrama de Interacción en eje X, Y

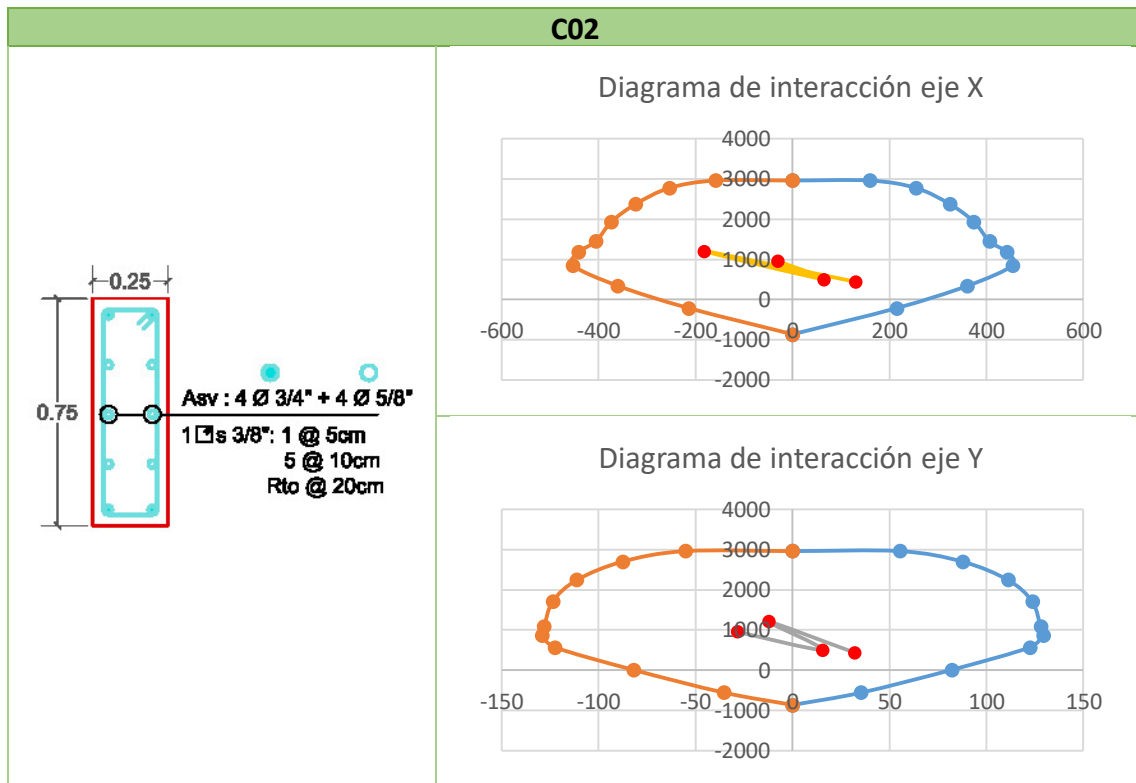


Tabla 4.40: Detalle de Columna C03 y diagrama de Interacción en eje X, Y

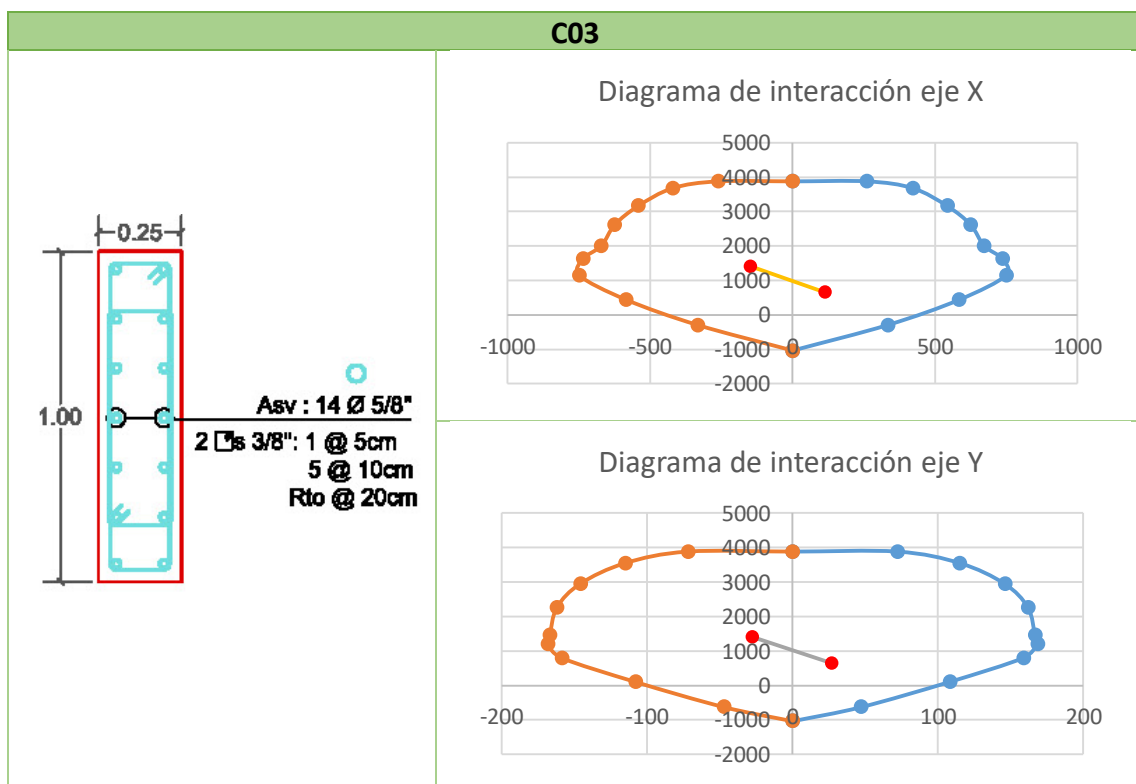


Tabla 4.41: Detalle de Columna C04 y diagrama de Interacción en eje X, Y

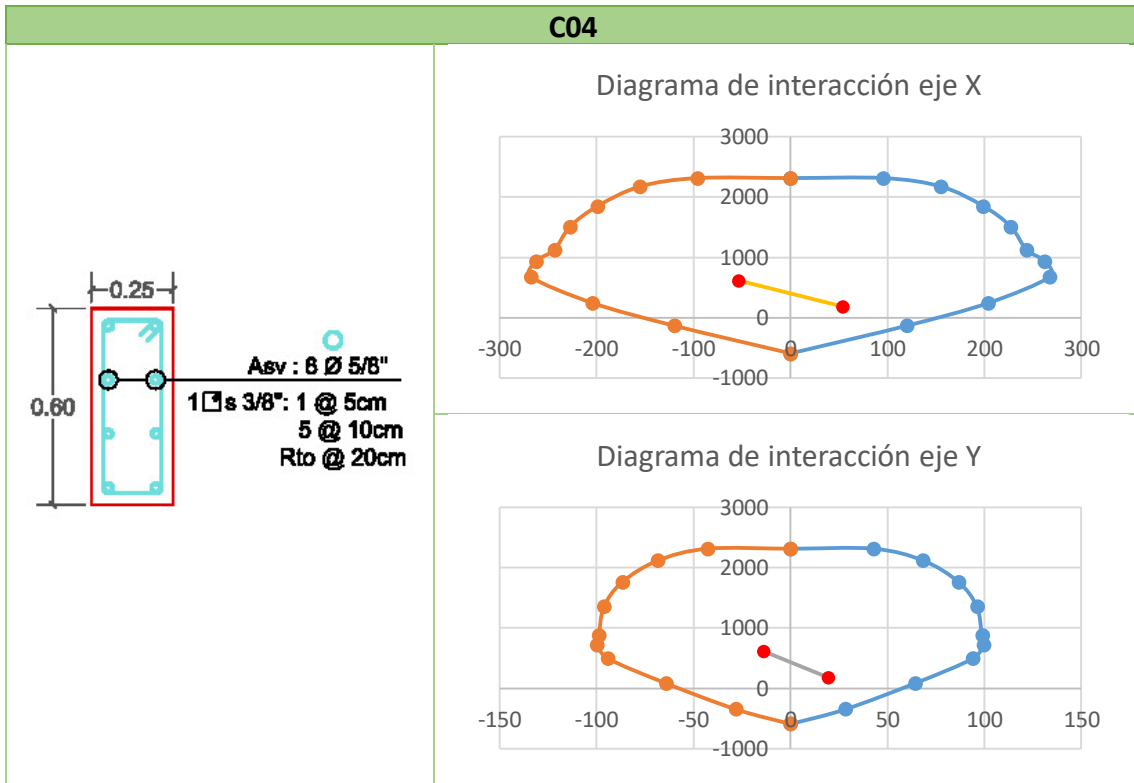


Tabla 4.42: Detalle de Muro estructural P01 y diagrama de Interacción en eje X, Y

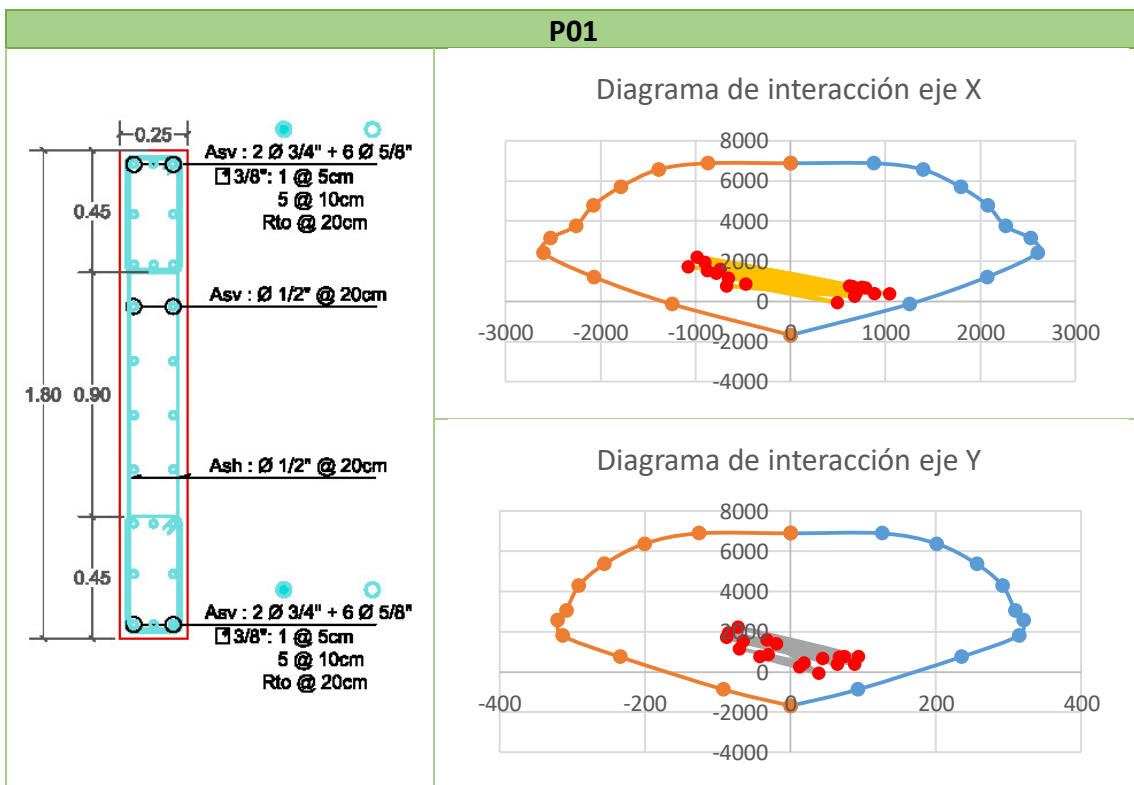


Tabla 4.43: Detalle de Muro estructural P02 y diagrama de Interacción en eje X, Y

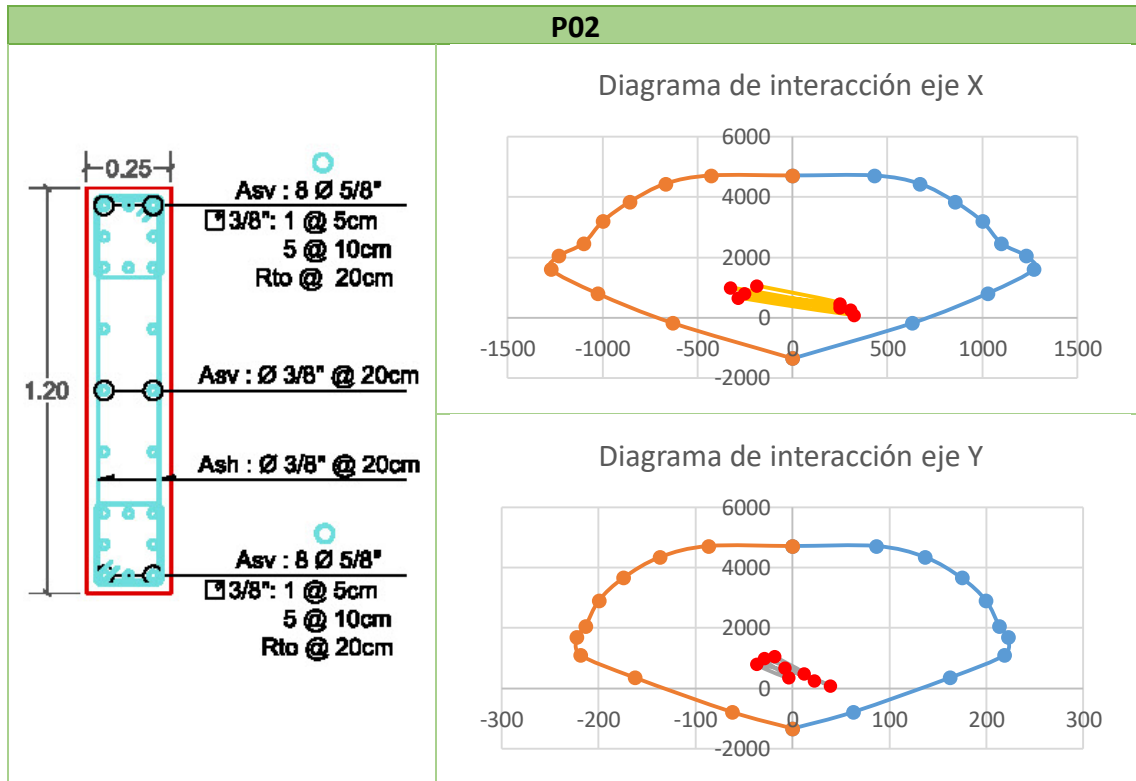


Tabla 4.44: Detalle de Muro estructural P03 y diagrama de Interacción en eje X, Y

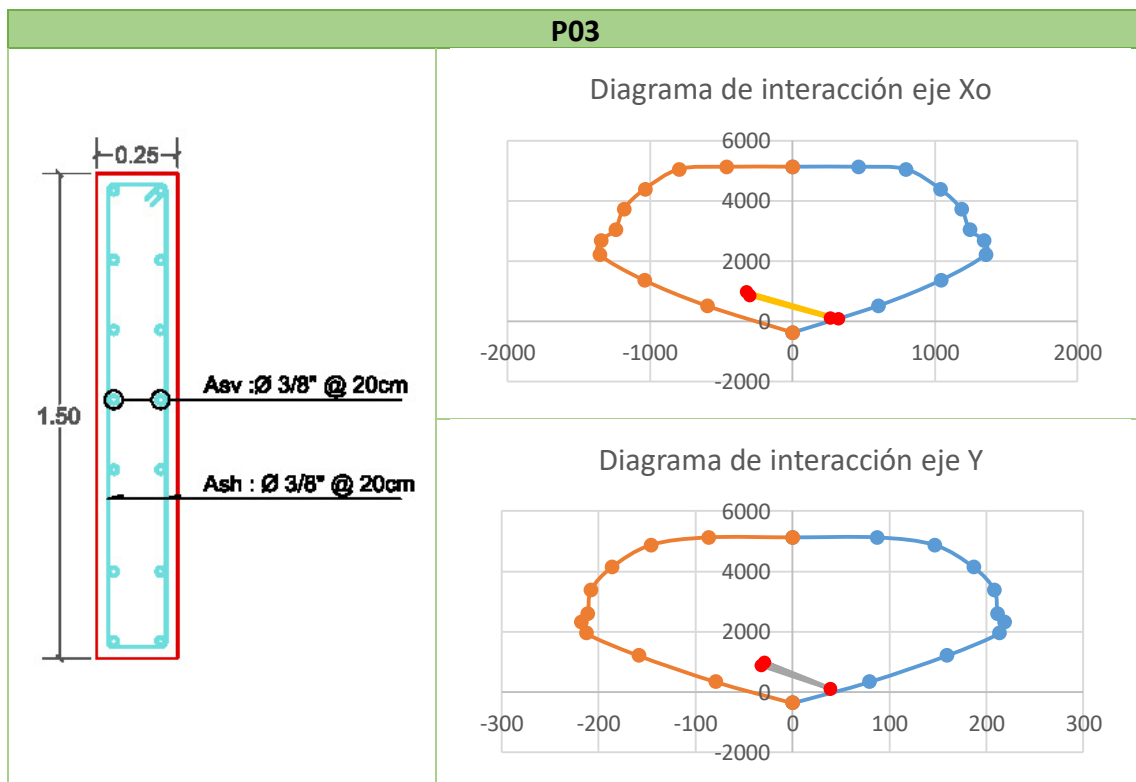


Tabla 4.45: Detalle de Muro estructural P04 y diagrama de Interacción en eje X, Y

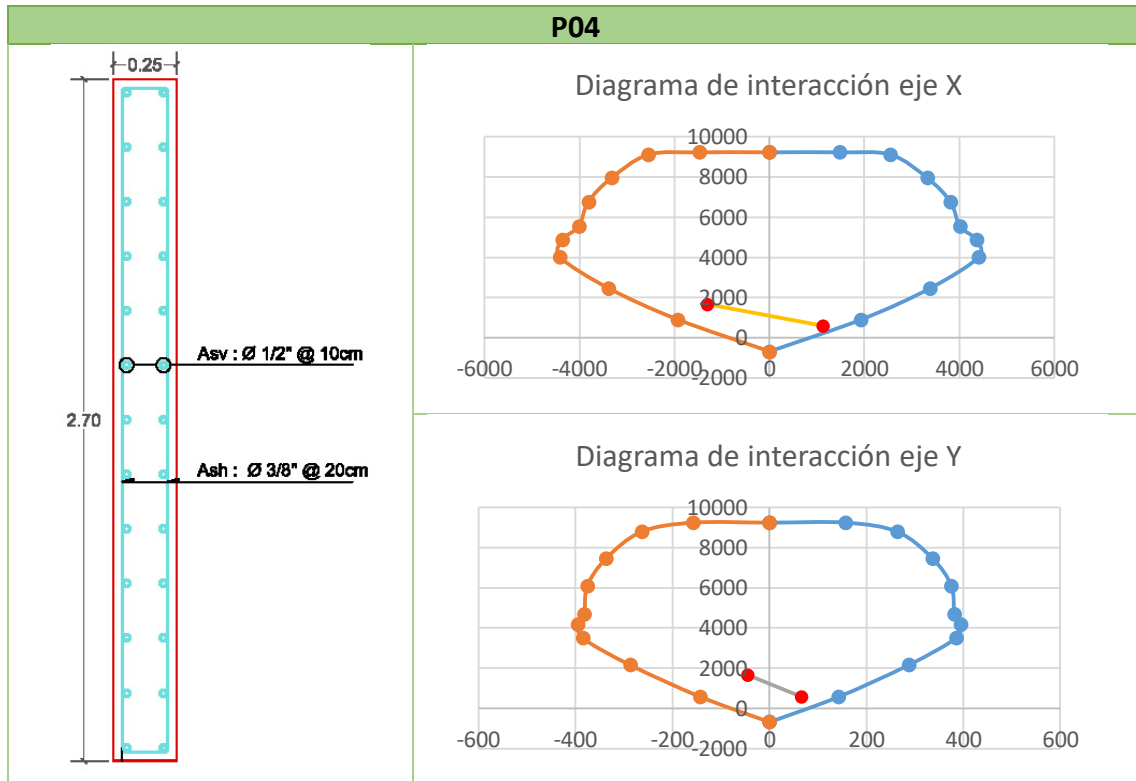


Tabla 4.46: Detalle de Muro estructural P05 y diagrama de Interacción en eje X, Y

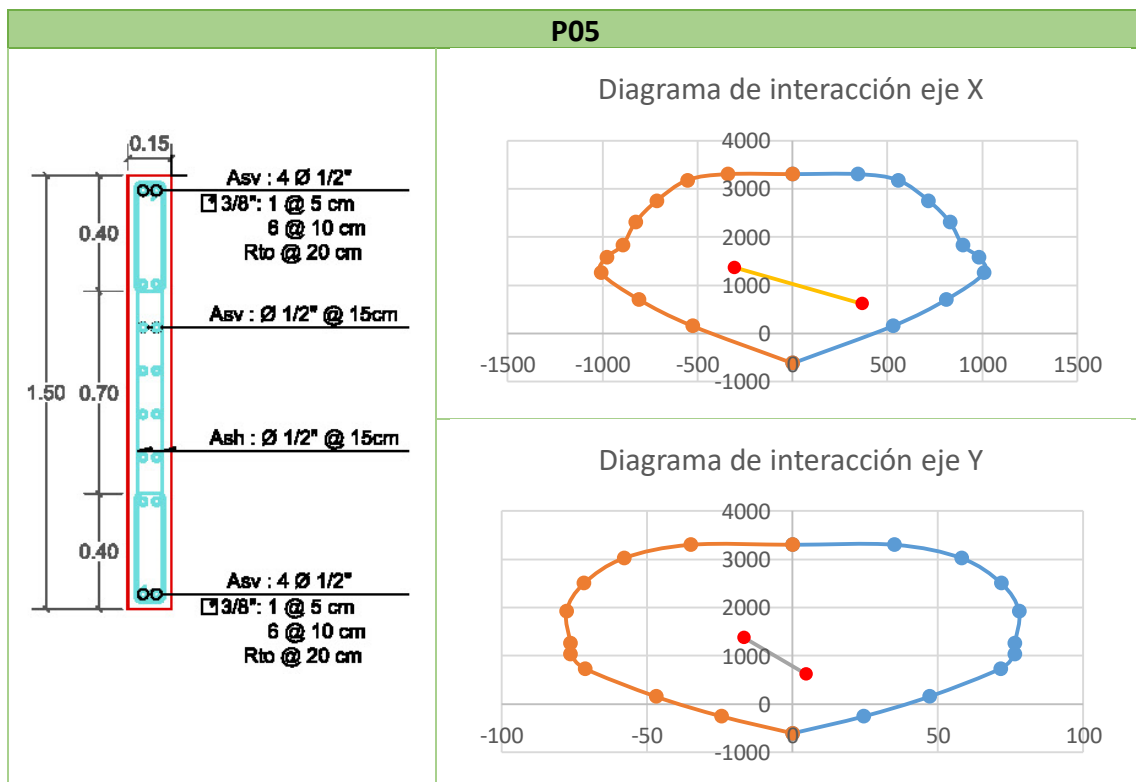


Tabla 4.47: Detalle de Muro estructural P06 y diagrama de Interacción en eje X, Y

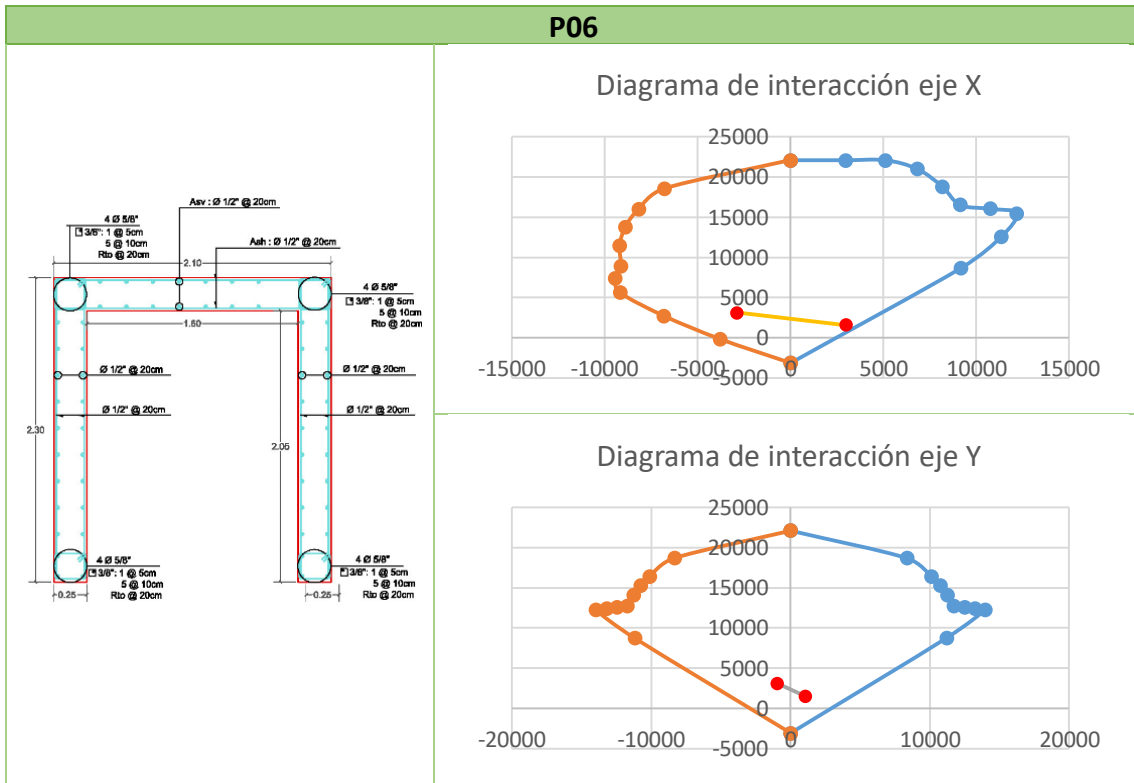
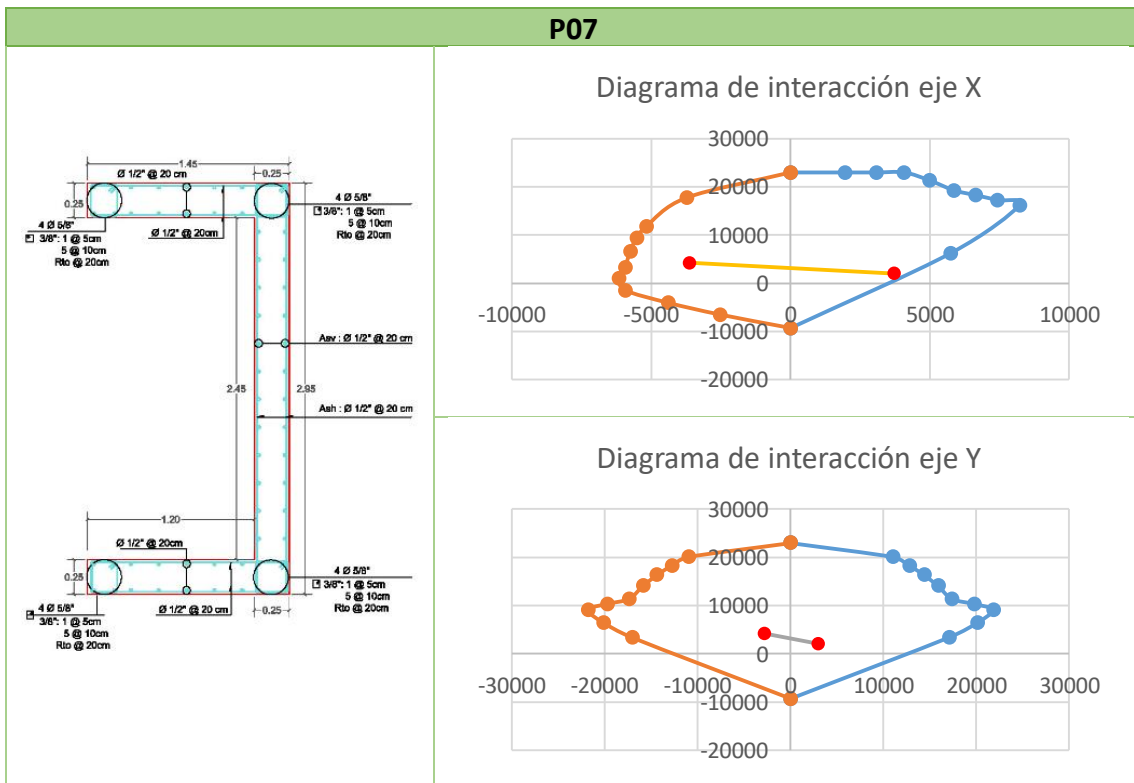


Tabla 4.48: Detalle de Muro estructural P07 y diagrama de Interacción en eje X, Y



De estos diagramas se puede concluir que los más críticos son los muros estructural P-03, P-04, P-06 y P-07 donde existen esfuerzos que se encuentran muy próximos a los límites de la sección, en caso de utilizar espesores más grandes del forjado habría la necesidad de rediseñar estas estructuras. Además, ya que se ha incrementado las cargas es necesario revisar las derivas de la estructura frente a las cargas sísmicas.

4.6. VERIFICACIÓN DE DERIVAS

Para evaluar que la estructura es lo suficientemente rígida ante fuerzas laterales sísmicas, es decir que no presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, se deben evaluar las derivas en los diferentes niveles, los cuales son los desplazamientos relativos. Tal como indica el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento., (2020): *“Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para las estructuras irregulares los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.”* Y no debe ser superior a 0.7 %.

Las derivas elásticas se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta_{elastico-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad (77)$$

δ_i Desplazamiento en un nivel

En la estructura inicial de hormigón armado se obtuvieron las siguientes derivas con las cargas de sismo dinámico:

Tabla 4.49: Derivas inelásticas en el Sentido X calculadas en la estructura de H°A°

	Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica}$	Derivas inelásticas $\Delta(\%)$	Deriva límite Δ_{limite}
8	Techo	20.7	16.457	0.000655	0.002505	0.251	0.700
7	Piso 7	18.2	14.834	0.000747	0.002857	0.286	0.700
6	Piso 6	15.7	12.982	0.000849	0.003247	0.325	0.700
5	Piso 5	13.2	10.875	0.000932	0.003565	0.356	0.700
4	Piso 4	10.7	8.554	0.000975	0.003729	0.373	0.700
3	Piso 3	8.2	6.122	0.000953	0.003645	0.365	0.700
2	Piso 2	5.7	3.743	0.000833	0.003186	0.319	0.700
1	Piso 1	3.2	1.66	0.000519	0.001985	0.199	0.700
0	Base	-	-	-	-	0	0.7

* Calculados para el caso de **Sismo X**

Tabla 4.50: Derivas inelásticas en el Sentido Y calculadas en la estructura de H^A

	Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite
8	Techo	20.7	27.913	0.001020	0.003902	0.390	0.700
7	Piso 7	18.2	25.488	0.001214	0.004644	0.464	0.700
6	Piso 6	15.7	22.6	0.001423	0.005443	0.544	0.700
5	Piso 5	13.2	19.203	0.001605	0.006139	0.614	0.700
4	Piso 4	10.7	15.356	0.001721	0.006583	0.658	0.700
3	Piso 3	8.2	11.219	0.001729	0.006613	0.661	0.700
2	Piso 2	5.7	7.054	0.001570	0.006005	0.601	0.700
1	Piso 1	3.2	3.271	0.001022	0.003909	0.391	0.700
0	Base	-	-	-	-	0	0.7

* Calculados para el caso de **Sismo Y**

La deriva crítica se encuentra en el nivel 3 en el sentido Y, la cual posee una deriva de 0.661%, muy próxima al límite. En cuanto a las derivas halladas en la estructura de vigas y forjados de HRFA son:

Tabla 4.51: Derivas inelásticas en el Sentido X calculadas en la estructura de HRFA

	Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite
8	Techo	20.7	16.056	0.000622	0.002379	0.238	0.700
7	Piso 7	18.2	14.516	0.000717	0.002743	0.274	0.700
6	Piso 6	15.7	12.74	0.000822	0.003144	0.314	0.700
5	Piso 5	13.2	10.7	0.000910	0.003481	0.348	0.700
4	Piso 4	10.7	8.436	0.000956	0.003657	0.366	0.700
3	Piso 3	8.2	6.051	0.000939	0.003592	0.359	0.700
2	Piso 2	5.7	3.707	0.000823	0.003148	0.315	0.700
1	Piso 1	3.2	1.649	0.000515	0.001970	0.197	0.700
0	Base	-	-	-	-	0	0.7

* Calculados para el caso de **Sismo X**

Tabla 4.52: Derivas inelásticas en el Sentido Y calculadas en la estructura de HRFA

	Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite
8	Techo	20.7	29.263	0.001084	0.004146	0.415	0.700
7	Piso 7	18.2	26.681	0.001286	0.004919	0.492	0.700
6	Piso 6	15.7	23.619	0.001502	0.005745	0.575	0.700
5	Piso 5	13.2	20.03	0.001690	0.006464	0.646	0.700
4	Piso 4	10.7	15.977	0.001806	0.006908	0.691	0.700
3	Piso 3	8.2	11.633	0.001806	0.006908	0.691	0.700
2	Piso 2	5.7	7.28	0.001628	0.006227	0.623	0.700
1	Piso 1	3.2	3.353	0.001048	0.004009	0.401	0.700
0	Base	-	-	-	-	0	0.7

* Calculados para el caso de **Sismo Y**

Como se puede observar la deriva crítica se produce en el nivel 3 y 4 con una deriva de 0.691 la cual representa un incremento del 5% de desplazamientos con respecto a la estructura del hormigón armado, esto se debe a la pérdida de rigidez de la estructura debido a la reducción del espesor de los forjados, así como del incremento del peso total del edificio.

4.7. CONCLUSIONES

- Los cálculos determinados para líneas de rotura mediante procedimientos manuales presentan valores superiores al modelo realizado mediante un software especializado, esto se debe a que el método manual no representa exactamente la geometría real, utilizándose una aproximación por lo cual es necesario aplicar factores de seguridad. El valor determinado por el software es totalmente válido y puede ser sustentado en ejecuciones de obras.
- Los forjados de HRFA presentan espesores muy bajos los cuales resisten las cargas de diseño, y permiten abarcar luces muy superiores a los forjados aligerados.
- En la mayoría de las vigas de HRFA presentan cuantías de acero muy bajas, en su mayoría únicamente es necesario el acero mínimo, y se ha observado una gran resistencia a cortante sin la necesidad de estribos sin poner en riesgo su comportamiento ante cargas sísmicas ni su comportamiento a flexión, además de tener una mínima apertura de fisura y una deflexión dentro de los límites.
- El peso de los forjados de HRFA con espesores bajos son mayores a los aligerados por lo cual se debe considerar el efecto de este incremento tanto en los elementos de soporte como en las cargas sísmicas ya que se reduce la rigidez y se incrementan las cargas sísmicas.

CAPÍTULO 5.

ANÁLISIS ECONÓMICO

5.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se describió los resultados del cálculo del caso de estudio, sus cuantías de acero finales y sus modificaciones en la geometría y materiales. En el presente capítulo se evalúa económicamente este cambio y se compara con la propuesta inicial de hormigón armado, mediante el uso de análisis de precios unitarios extraído de revistas técnicas peruanas y tesis, para posteriormente realizar el presupuesto con las mediciones del caso de estudio.

El objetivo principal de este capítulo es evaluar la rentabilidad de aplicar hormigón reforzado con fibras de acero en las estructuras de Perú. Este capítulo se divide en los siguientes bloques:

- 5.2 Análisis de precios unitarios
- 5.3 Presupuesto
- 5.4 Análisis del presupuesto
- 5.5 Tiempo de ejecución



5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

De la estructura inicial solo se tomarán en cuenta vigas y forjados ya que los elementos de soporte tal como columnas y muros estructurales no se modificarán ni en materiales ni en geometría. A continuación, se presentarán los precios unitarios, que han sido extraídos de revistas técnicas peruanas, así como de tesis del mismo país.

Tabla 5.1: análisis de Precios Unitarios para el Acero pasivo. (Costos, 2021)

Partida	Acero de Refuerzo pasivo FY= 412 Mpa			
	RENDIMIENTO	kg/Día	300	Costo unitario
Descripción de recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial
Mano de Obra				
CAPATAZ	hh	0.0027	28.06	0.08
OPERARIO	hh	0.0267	23.38	0.62
OFICIAL	hh	0.0267	18.48	0.49
Materiales				
ACERO CORRUGADO fy=	kg	1.1	3.37	3.71
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO BWG N 16	kg	0.02	3.37	0.07
Equipos				
CIZALLA ELÉCTRICA	hm	0.0088	4.77	0.04
DOBLADORA	hm	0.0088	3.78	0.03
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.05	1.19	0.06

Tabla 5.2: análisis de Precios Unitarios de Hormigón de 27 MPa (Costos, 2020)

Partida	Hormigón premezclado f'c=27.5 Mpa			
	RENDIMIENTO	m3/Día	65	Costo unitario
Descripción de recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial
Mano de Obra				
CAPATAZ	hh	0.0123	28.06	0.35
OPERARIO	hh	0.2462	23.38	5.76
OFICIAL	hh	0.1231	18.48	2.27
PEÓN	hh	0.4923	16.71	8.23
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.1231	24.18	2.98
Materiales				
AGUA	m3	0.18	5.68	1.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (bls:42.5 kg)	bls	13	18.48	240.24
GRAVA, PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.80	54.15	43.32
ARENA GRUESA	m3	0.50	48.31	24.16
Equipos				
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP, 1.5plg	hm	0.32	5.88	1.88
SERVICIO BOMBA TELESCÓPICA	m3	1	33	33.00
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.05	1.19	0.06

Tabla 5.3: Análisis de Precios Unitarios de elemento del aligerado. (ExpoConstructivo, 2020)

Partida	Bloque de Tecknoport para Forjado Aligerado			
RENDIMIENTO	und/Dia	250	Costo unitario	17.82
Descripción de recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial
Mano de Obra				
OPERARIO	hh	0.032	23.38	0.75
PEÓN	hh	0.256	16.71	4.28
Materiales				
BLOQUE DE TECKNOPORT 0.15X0.30X3 m	und	1	12.71	12.71
Equipos				
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	2.68	0.08

Tabla 5.4: Análisis de Precios Unitarios del HRFA. (Adaptado de Baca Uscamayta & Vela Cásceres, 2020)

Partida	HRFA f'c=27.5 Mpa			
RENDIMIENTO	m3/Dia	65	Costo unitario	803.38
Descripción de recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial
Mano de Obra				
CAPATAZ	hh	0.0123	28.06	0.35
OPERARIO	hh	0.2462	23.38	5.76
OFICIAL	hh	0.1231	18.48	2.27
PEÓN	hh	0.4923	16.71	8.23
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.1231	24.18	2.98
Materiales				
AGUA	m3	0.18	5.68	1.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (bls:42.5 kg)	bls	13	18.48	240.24
GRAVA, PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.45	54.15	24.37
ARENA GRUESA	m3	0.40	48.31	19.49
ADITIVO	lt	2.11	19.25	40.62
FIBRA DE ACERO	kg	50	8.5	425.00
Equipos				
SERVICIO BOMBA TELESCÓPICA	m3	1	33	33.00
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.05	1.19	0.06



5.3. PRESUPUESTO

5.3.1. Hormigón Armado

Presupuesto		PROYECTO MULTIFAMILIAR SAN FRANCISCO			
Lugar		CUSCO - CUSCO - WANCHAQ			
Item	Descripción	Und.	Mediciones	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				
01.01	VIGAS				264,307.23
01.01.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	228.21	363.26	82,900.77
	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	35,552.02	5.10	181,406.46
01.02	LOSAS ALIGERADAS				125,041.59
01.02.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	124.58	363.26	45,254.27
01.02.02	BLOQUE DE TECKNOPORT PARA FORJADO ALIGERADO	und	1,186.46	17.82	21,138.39
01.02.03	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	11,494.01	5.10	58,648.94
01.03	LOSA MACIZA				34,820.40
01.03.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	35.66	363.26	12,955.22
01.03.02	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	4,285.14	5.10	21,865.18
	COSTO DIRECTO				424,169.22
	GASTOS GENERALES (7.50%)				31,812.69
	UTILIDAD (7.50%)				31,812.69
	SUB TOTAL				487,794.61
	IGV (18%)				87,803.03
	TOTAL DEL PRESUPUESTO				575,597.64

5.3.2. Hormigón reforzado con fibras de acero

Presupuesto		PROYECTO MULTIFAMILIAR SAN FRANCISCO			
Lugar		CUSCO - CUSCO - WANCHAQ			
Item	Descripción	Und.	Mediciones	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				
01.01	VIGAS				214,359.82
01.01.01	HRFA F'C=27.5 MPA	m3	203.39	803.38	163,399.20
	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	9,987.26	5.10	50,960.62
01.02	LOSA DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO				168,663.33
01.02.01	HRFA F'C=27.5 MPA	m3	209.94	803.38	168,663.33
	COSTO DIRECTO				383,023.15
	GASTOS GENERALES (7.50%)				28,726.74
	UTILIDAD (7.50%)				28,726.74
	SUB TOTAL				440,476.62
	IGV (18%)				79,285.79
	TOTAL DEL PRESUPUESTO				519,762.41

5.4. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO

En la Tabla 5.5 y Tabla 5.6 se presentan los presupuestos discretizados de la estructura en hormigón armado y de su modificación con hormigón reforzado con fibras de acero, dividió en mano de obra, materiales y equipos.

Tabla 5.5: Presupuesto discretizado de la estructura en HA

Forjados aligerados, macizo y vigas de HA	
Descripción	Parcial S/.
Mano de Obra	74,828.56
Materiales	328,755.77
Equipos	20,584.90
COSTO DIRECTO	424,169.22

Tabla 5.6: Presupuesto discretizado de la estructura en HRFA

Forjados y vigas de HRFA	
Descripción	Parcial S/.
Mano de Obra	20,011.70
Materiales	348,001.21
Equipos	15,010.24
COSTO DIRECTO	383,023.15

En cuanto a la mano de obra se puede observar que para el HRFA el costo requerido representa únicamente el 27% del necesario inicialmente determinado para la estructura de HA, esto se debe a la gran reducción de materiales que necesitan trabajo adicional, especialmente del acero, ya que se logra reducir de la cantidad inicial de 51'331.17 kg a tan solo 9'987.26 kg en la estructura de HRFA, lo cual representa una reducción del 80% del material, gracias a esta reducción de materiales se puede obtener reducciones en tiempo de ejecución en la estructura de HRFA.

En el análisis de los materiales se puede apreciar un incremento del 6% del costo en comparación con la edificación inicial de HA, esto se debe a los altos costos adherentes de la fibra de acero, debido principalmente a la poca industrialización del país, donde las fibras son importadas desde empresas ubicadas en Estados Unidos lo cual implica el incremento de sus precios. Con respecto a los equipos utilizados se produce en la edificación con HRFA una reducción del 30% con respecto a la estructura inicial, debido a que al tener menos material en uso se puede reducir el costo de equipos, así como la eliminación del vibrado en el HRFA.

En cuanto al presupuesto total se reduce un 10%, un total de costo directo de S/. 41'146.07 lo cual equivale aproximadamente a € 10'286.52.



5.5. TIEMPO DE EJECUCIÓN

En la Tabla 5.7, se hace una rápida simulación de una posible programación de ejecución para un nivel, tanto de la estructura de HA como de su modificación con HRFA, de la cual se puede determinar que debido a la gran cantidad de acero, se produce la ejecución total en 8 días y en la estructura de HRFA sigue siendo esta partida la ruta crítica, aunque debido a sus cuantías menores, el tiempo de ejecución es de 4 días. Por lo cual existe una reducción del 50% de tiempo de ejecución en el sistema de piso lo cual propicia la rápida ejecución de las obras.

Tabla 5.7: Simulación de ejecución de 1 nivel de la estructura en estudio.

Item	Descripción	Und.	Medición	Rendimiento	Días necesarios	Cuadri llas														
							1	2	3	4	5	6	7	8	9					
01 ESTRUCTURA DE HA																				
01.01 VIGAS																				
01.01.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	45.65	65	1	1														
	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	4,445.00	300	15	2														
01.02 LOSAS ALIGERADAS																				
01.02.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	15.57	65	1	1														
01.02.02	BLOQUE DE TECKNOPORT PARA LOSA ALIGERADA	und	149.00	250	1	1														
01.02.03	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	1,436.75	300	5	2														
01.03 LOSA MACIZA																				
01.03.01	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=27.5 MPA	m3	4.46	65	1	1														
01.03.02	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	535.64	300	2	2														
02 ESTRUCTURA DE HRFA																				
02.01 VIGAS																				
02.01.01	HRFA F'C=27.5 MPA	m3	25.42	65	1	1														
02.01.02	ACERO DE REFUERZO PASIVO FY= 412 MPA	kg	1,248.41	300	5	2														
02.02 LOSA DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO																				
02.02.01	HRFA F'C=27.5 MPA	m3	26.25	65	1	1														

5.6. CONCLUSIONES

- Económicamente el HRFA ha demostrado ser un material efectivo al reducir costos en mano de obra y en equipos. Aunque el ahorro se produce en menor medida que las estructuras europeas debido al bajo coste de mano de obra, además se vio un incremento en los materiales debido al coste elevado de la fibra en Perú, el cual este se ve compensado por los ahorros económicos.
- El tiempo de ejecución se reduce debido a la eliminación de un gran porcentaje del armado de acero pasivo en las partidas de vigas y forjados. Por lo cual el uso del HRFA permite ejecuciones más rápidas con los mismos recursos destinados para hormigones armados convencionales.



CAPÍTULO 6.

PROCOLOS

6.1. INTRODUCCIÓN

Debido a la falta de una normativa peruana acerca del HRFA en el presente capítulo se recopilan los protocolos establecidos en otros países para el desarrollo exitoso de este material, se dan las pautas necesarias para el diseño de mezclas, su amasado, y su control de calidad lo cual permitirá obtener las resistencias necesarias para un proyecto estructural.

El objetivo principal de este capítulo es describir las practicas necesarias para lograr un HRFA estructural y su correcta implementación en el Perú. Este capítulo se divide en los siguientes bloques:

6.2 Diseño de mezclas

6.3 Amasado

6.4 Control de calidad

6.5 Acabado



6.2. DISEÑO DE MEZCLAS

El correcto diseño de mezclas es esencial para obtener un HRFA satisfactorio, que tenga una alta fluidez, sea bombeable y presente una buena resistencia a la segregación y a la exudación.(Singh, 2017). Actualmente no existe una norma o un método general para realizar la dosificación del HRFA, solo se encuentran disponibles indicaciones de distintos autores para lograr una buena mezcla, por lo cual se deberán realizar ensayos de distintos especímenes hasta lograr las características necesarias indicadas en el proyecto.

Como se ha descrito en los capítulos anteriores, al añadir fibras al hormigón, provocan una pérdida de docilidad, la cual se valora de acuerdo a su consistencia, y describe la facilidad de fluidez con la que el hormigón se mueve sin perder su estabilidad. La docilidad final del hormigón con fibras de acero dependerá del tipo, longitud y cuantía de las fibras. Por lo cual se debe considerar en el diseño de mezclas un asentamiento no inferior a 9cm. El aumento de la consistencia debido al uso de las fibras debe ser compensado siempre con la adición de aditivos reductores de agua, sin modificar la dosificación prevista de agua.(Ministerio de Fomento, 2011)

Se debe además considerar el tamaño máximo del árido grueso ya que a mayor cuantía y tamaño de este, se reducirá la movilidad de las fibras lo que provoca una mayor agrupación e interacción entre ellas llegando a formarse erizos.(ACHE, 2000). Se recomienda que los tamaños de árido no sea mayor a 20 mm, a su vez el tamaño máximo no debe superar: 2/3 de la longitud de la fibra, 1/5 del lado menor del elemento y 3/4 de la distancia libre entre las barras de armado.(ACI 544.3R-08, 2015)

Tomando en cuenta estas recomendaciones se puede diseñar un hormigón base mediante la metodología ACI 211.1 con una relación a/c comprendida entre 0.4 y 0.65 y sobre este diseño de mezclas se puede modificar a un hormigón autocompactante mediante el método ACI 237R-07, además se pueden seguir las siguientes recomendaciones de (Aidarov & De la Fuente, 2020), donde se debe reducir un 10% del árido grueso en comparación del hormigón base, posteriormente se considera la fibra como un árido grueso de bajo coeficiente de forma y se elimina el equivalente del agregado grueso. Este proceso se puede realizar con una dosificación límite de un contenido de 1,5% de fibras en volumen de hormigón, ya que usos superiores exige modificar sensiblemente la estructura granular y se debe consultar literatura especializada. (Ministerio de Fomento, 2011)

Una vez realizado el diseño se deben realizar pruebas de laboratorio, (ACHE, 2000) recomienda que sobre la mezcla de partida se deben realizar ajuste mediante la observación del comportamiento en el consistómetro VeBe o en el manejabilímetro LCL,

y realizar ajuste de la relación árido fino/árido tanto por encima como por debajo de la dosificación calculada inicialmente, hasta determinar cuál es la relación óptima de los áridos desde el punto de vista de la docilidad.

ACI 544.1R-96, (2009) brinda en la Tabla 6.1 una proporción basada en la experiencia que se puede tomar como un diseño base.

Tabla 6.1: Rango de proporciones para un HRFA. (ACI 544.1R-96, 2009)

Componentes	Tamaño máximo del árido (mm)		
	10	20	40
Cemento (kg/m³)	350-600	300-530	280-415
Agua/cemento	0.35-0.45	0.35-0.50	0.35-0.55
%árido fino/grueso	45-60	45-55	40-55
Fibras conformadas (Vf%)	0.4-1.0	0.3-0.8	0.2-0.7
Fibras planas (Vf%)	0.8-2.0	0.6-1.6	0.4-1.4

6.3. AMASADO

Se debe asegurar un procedimiento de amasado correcto para obtener una mezcla homogénea del HRFA, ya que esta fase es crítica por el riesgo de enredo de las fibras formando erizos. Este riesgo se reduce con una buena dosificación con suficiente contenido de árido fino, pero aumenta con un transporte excesivamente largo y especialmente cuando el contenido en fibras es elevado y éstas son muy esbeltas. El orden de llenado también puede ser decisivo. (Ministerio de Fomento, 2011)

(Singh, 2017) recomienda la siguiente secuencia: Primero, los agregados finos y gruesos se mezclan en seco durante aproximadamente 1 minuto. En caso de que se utilicen dos o más tamaños de agregados gruesos en la mezcla, estos deben mezclarse previamente durante unos 30-45 segundos para obtener una mezcla homogénea de los agregados. En segundo lugar, el cemento y la fibra de acero se esparcen y se mezclan en seco durante aproximadamente 1 min. En este paso las fibras de acero deben introducirse lentamente y continuamente en la mezcla. Debe garantizarse una distribución uniforme de las fibras para no obtener erizos. En tercer lugar, se agrega el agua a la mezcla (alrededor del 80-90%) y se mezcla durante aproximadamente 2 min. En el cuarto paso, el plastificante y el agua restante se añade y se mezcla durante unos 3-5 min. Finalmente, el HRFA recién mezclado se echa en moldes de muestras sacudiéndolo simultáneamente para eliminar el aire atrapado en el hormigón. La compactación se debe llevar a cabo únicamente mediante un golpeteo externo y vibraciones externas. Se debe evitar el uso de vibradores internos y compactadores ya que generalmente da como resultado una distribución no uniforme del acero fibra;



dando así una alta variabilidad en el comportamiento del material. Para compactar correctamente se recomienda el uso de una mesa vibratoria y se debe tener especial cuidado para que las fibras no se segreguen debido a una vibración de extensa duración. Finalmente, después del vertido en las muestras se debe dejar reposar durante aproximadamente 24 h en laboratorio antes de su desmoldeo, después de esto las muestras deben almacenarse en agua a una temperatura de 23 ± 2 ° C hasta la fecha de los ensayos de resistencia.

El amasado del HRFA directamente en una planta de hormigón es la mejor manera de garantizar una mezcla uniforme y una distribución de fibras homogénea, ya que se añaden los materiales de forma controlada bajo la constante supervisión.(Singh, 2017). Cuando se prevea un transporte largo puede plantearse la adición de las fibras en obra. Para ello se debe prever un hormigón suficientemente fluido para facilitar el camino de las fibras hasta el fondo de la cuba, y disponer de un sistema de dosificación, el vertido de las fibras se debe realizar lentamente (entre 20 y 60 kg por minuto) con la cuba girando a su máxima velocidad hasta garantizar la distribución homogénea de las fibras en la masa del hormigón. (Ministerio de Fomento, 2011).

También es posible agregar las fibras de acero directamente en el camión mixer, para ello primeramente se mezclan todos los ingredientes previos incluida el agua, a una velocidad aproximada de 45 kg por minuto, con el mixer rotando a máxima velocidad, cuando la mezcla se encuentra en un estado libre de grumos se añade la fibra. Cuando se ha añadido la totalidad de fibras a la mezcla se debe reducir la velocidad entre 40 a 50 revoluciones para su transporte, en este caso se debe tener en cuenta el tiempo de traslado en el diseño de mezclas. (ACI 544.1R-96, 2009)

6.4. CONTROL DE CALIDAD

Se deben realizar algunas verificaciones de la calidad del concreto con cierta frecuencia, la cual debe incluir tanto el control del material como el control del proceso. El control del material se centra en las propiedades del material. Se deben realizar pruebas continuas en un porcentaje de vigas de acuerdo a la cantidad de volumen de HRFA que va a utilizarse, en las cuales se debe verificar la resistencia residual a flexión para lo cual se puede utilizar las normas ASTM C1609 / C1609M o EN 14651: 2005. (ACI 544.4R-18, 2018).

Antes de la ejecución del hormigonado se realizaran las pruebas de docilidad y en caso de hormigones reforzados con fibras de consistencia inferior a 9 cm de asiento en el cono de Abrams se recomiendan utilizar como métodos de control de la consistencia otros métodos como el Consistómetro Vebe de acuerdo con EN 12350-3 o el cono invertido de acuerdo con UNE 83503.(Ministerio de Fomento, 2011). Además un

proceso recomendado para el proceso por (ACI 544.4R-18, 2018) es el lavado del HRFA en fresco de cada camión mezclador (de dos a tres muestras usando el recipiente medidor de aire o un balde) mediante el cual las fibras se separan del concreto fresco usando un dispositivo magnético vibratorio para separar las fibras. Estas fibras se limpian, secan y pesan, y la dosis (en kg / m³) se calcula y se compara con la cantidad especificada para el proyecto. Para este control se debe disponer de una tolerancia razonable como medida de control de calidad para aceptar o rechazar la mezcla. Además como indica el Ministerio de Fomento (2011) cuando el resultado del control de contenido en fibras en una amasada fuera inferior en un 10% al valor estipulado, se ampliará el control de resistencia residual a flexotracción a todas las amasadas sobre las que se tomen muestras para determinar la resistencia a compresión.

6.5. ACABADO

El acabado del HRFA puede ser realizado con un equipo convencional, ya que para superficies de forma plana no es necesario prestar especial atención más de lo que usualmente se realiza. Es deseable obtener una superficie sin fibras visibles, para lo cual se deben utilizar reglas flotantes colocándolas lo más plano posible contra la superficie, ya que si se proporciona de cierto ángulo puede exponer las fibras, además se debe realizar en una sola dirección el reglado, y nunca se debe tirar del equipo en dirección contraria para evitar el problema anteriormente mencionado. El curado y la reparación de defectos como huecos o coqueas se realiza mediante la metodología y normativa de un hormigón convencional y no requieren mayor atención.

6.6. CONCLUSIONES

- Para el correcto uso del HRFA es necesario desarrollar una norma o metodología de aplicación, para lo cual se pueden seguir las recomendaciones ya descritas en las normas EHE-08 o ACI, lo cual permitirá, desde el diseño de mezclas hasta la puesta en obra, desarrollar un material que cumplirá con los estándares necesarios para lograr un material estructural.
- Se debe tener especial cuidado en el árido grueso en el diseño de mezclas debido a que influye en gran medida en las propiedades del HRFA, siendo el peor escenario la formación de erizos durante la ejecución y la consecuente pérdida de resistencia.
- Existen diversas metodologías de aplicación en el amasado, y cada uno tiene su procedimiento el cual debe ser verificado, validado o ajustado para poder tener una mezcla óptima para su aplicación y evitar la pérdida de material.



CAPÍTULO 7.

CONCLUSIONES

7.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se recogen todas las conclusiones que se han podido determinar en la presente investigación cumpliendo con los objetivos propuestos en el primer capítulo, además se describen las posibles futuras líneas de investigación.

Este capítulo se divide en los siguientes bloques:

7.2 Conclusiones

7.3 Futuras líneas de investigación



7.2. CONCLUSIONES

7.2.1. Conclusiones referidas al estado de conocimiento

Las edificaciones de hormigón armado en Perú, son principalmente diseñadas mediante el concepto sismorresistente, con el uso de pórticos y muros estructurales. Los sistemas de piso más utilizados son los forjados aligerados para luces pequeñas y los forjados macizos en luces de mayores dimensiones, aunque conllevan una gran cantidad de trabajo por su proceso constructivo, no suele ser un elemento crítico debido a los bajos costes de mano de obra. En países europeos donde este recurso incide en una gran manera sobre los costos totales de una edificación, se ha empezado a sustituir estos forjados por una estructura compuesta únicamente de hormigón reforzado con fibras de acero y se ha tenido éxito en gran cantidad de proyectos siendo el edificio Rocca Tower la estructura más alta, con 16 niveles, donde se ha utilizado únicamente este sistema. Además, se ha utilizado el HRFA en Norte América en el Lincoln Square Expansión, una edificación de 41 niveles y con un alto riesgo sísmico, en las vigas de acoplamiento lo cual permitió reemplazar las grandes cuantías de acero. Todas estas reducciones de materiales y de mano de obra han permitido optimizar los costos y tiempos de ejecución.

La posibilidad de reemplazar el acero pasivo por fibras se debe a las propiedades que le confiere estas al hormigón, donde se mejora especialmente la resistencia a tracción, las cuales, al tener una resistencia mayor al hormigón, durante la fase de fisuración retrasan el ensanchamiento y la apertura de fibras, por lo cual mejora la respuesta del hormigón ante esfuerzos de compresión y principalmente de flexión. El comportamiento post agrietamiento dependerá de la cuantía y tipo de fibra. En elementos estructurales se busca que se produzca un endurecimiento post agrietamiento. La resistencia que se produce en esta etapa se denomina resistencia residual, el cual es un parámetro importante para poder desarrollar diseños estructurales.

7.2.2. Conclusiones referidas a la metodología de cálculo estructural

El cálculo estructural seccional se puede realizar mediante la metodología propuesta por el Model Code 2010, la cual ha sido testeada y validada, esta metodología permite adoptar dos modelos constituidos simplificados basados en la resistencia residual determinada mediante el ensayo de una viga de tres puntos de acuerdo al EN14651. Estos modelos constituidos han sido determinados mediante el equilibrio seccional de esta prueba. Permiten evaluar la sección tanto en estados límite últimos como en estados límite de servicio, en los cuales se considera el aporte de las fibras en el hormigón como una distribución a lo largo de toda la sección. Aunque esta

metodología ha sido desarrollada en Europa es fácilmente adaptable a la metodología ACI en la cual se basa las Normas Peruanas, permitiendo vincular estas dos guías y siendo posible sustentar su aplicación en los expedientes técnico, por lo cual se concluye que la propuesta del MC2010 debe ser incorporada en la norma peruana lo cual incentivara el uso y desarrollar del HRFA a una mayor escala.

A nivel de estructura se puede analizar los forjados de HRFA mediante el cálculo plástico utilizando el método de líneas de rotura, esto gracias a la ductilidad que le confieren las fibras a la matriz, así como la tenacidad incrementada. Este cálculo se puede realizar manualmente, mediante fórmulas estándar y en los últimos años es posible realizar mediante un software. Anteriormente las líneas de rotura requerían de experiencia previa para determinar el mejor mecanismo de rotura, además que se tenían que realizar simplificaciones de la estructura real ya que las geometrías complejas requerían de grandes cálculos manuales, debido a estos problemas se ha desarrollado métodos computacionales totalmente validos los cuales pueden ser utilizados para resolver rápidamente líneas e rotura, lo cual permite diseñar y evaluar de una manera más rápida y efectiva los forjados de HRFA, siendo este un problema resuelto. En el presente TFM se ha utilizado el software LimitState: Slab, el cual ha analizado una carga de rotura un 7% más que el cálculo mediante fórmulas estándar esto debido a que en el cálculo manual se ha tenido que simplificar la estructura mientras que el método computacional presenta una geometría real siendo esta última carga más fiable que las formulas estándar. Por lo cual se concluye que es una herramienta muy útil a la hora de diseñar forjados de HRFA, la cual ha sido valida con diversos casos de la literatura existente, y puede desarrollarse para diversas geometrías, ahorrando tiempo computacional como de cálculo manual.

7.2.3. Conclusiones referidas al caso de estudio

Para el cálculo estructural en el caso de estudio se ha aplicado tanto la metodología del MC2010 para el análisis seccional y el método de líneas de rotura para los forjados. De esta manera se ha logrado desarrollar un forjado de HRFA capaz de soportar los esfuerzos requeridos, de un espesor igual a 12 cm siendo un 60% menor que los forjados tradicionales, y se ha logrado reducir un 70% la cuantía de acero. En el 90% aproximado del total de vigas de la estructura ha sido necesario únicamente el acero mínimo requerido a flexión, en cuanto al acero de refuerzo destinado a cortante, únicamente el 1% de las vigas necesitan añadir acero de refuerzo transversal, ya que en el resto de elementos el HRFA es suficientemente resistente ante los esfuerzos cortantes de diseño. En cuanto a la verificación del ancho de fisura se ha determinado un 0.074 mm el cual representa un 19% del límite aceptable, por lo cual se refleja lo descrito en el estado de conocimiento, donde las fibras reducen en gran medida la propagación de



estas fisuras. En cuanto a deflexión se ha determinado una flecha de 19.18 mm siendo inferior al límite de 25.10 mm, por lo cual se considera que todo el diseño de HRFA es resistente ante todas las cargas de diseño incluida las fuerzas sísmicas en estructuras de edificaciones.

El uso de forjados de HRFA incrementa el peso de la estructura en comparación a los forjados aligerados, con un espesor de 12 cm supera un 40% el peso de los forjados tradicionales, aunque en el caso de estudio no se ha visto afectado los elementos de soporte: columnas y muros estructurales, es evidente la necesidad de verificar el impacto de mayores espesores sobre estos elementos estructurales. Adicionalmente al reducir el espesor, y la pérdida de rigidez consecuente, además de aumentar el peso de la estructura, las cargas sísmicas se amplifican. En el caso de estudio se incrementó las derivas un 5% debido a la modificación realizada, aunque la estructura en general no se vio comprometida se recomienda analizar todos estos factores en las futuras aplicaciones. Con estas previsiones se puede concluir que la estructura de HRFA es capaz de aplicarse en estructuras en zonas sísmicas, gracias a la resistencia residual del HRFA y a su gran ductilidad.

7.2.4. Conclusiones referidas al análisis económico

El uso de HRFA presenta un ahorro económico del 10% en las partidas de forjados y vigas en comparación a la estructura de HA, del cual en su mayoría proviene de la mano de obra con un ahorro total del 27%, producto de la reducción de cuantías de acero pasivo, y la consecuente eliminación del personal necesario para realizar el armado del acero. En cuanto a la cantidad de acero en la estructura inicial de hormigón armado se utilizaba 51'331.17 kg de acero y en la estructura de HRFA, contabilizando la fibra en kg, se utiliza un total de 30'653.87kg lo cual representa una reducción del 40%, aunque se reduce el uso de varillas de acero, el costo general de materiales se incrementa un 6%, debido al alto costo de la fibra debido a la baja industrialización de Perú, donde los costos de exportación incrementan el precio de este insumo.

Los mayores beneficios se observan en la reducción de tiempo de ejecución donde se destacan las partidas de vigas y forjados con una velocidad de desarrollo un 50% menor que en la estructura inicial. Por lo cual se puede concluir que el hormigón reforzado con fibras es más rentable que la solución inicial y presenta muchas ventajas en su aplicación tanto en diseño, resistencia, ejecución y costos de proyecto.

Por consiguiente, el uso de HRFA permite obtener en un país sísmico, como Perú ventajas en costos y producción de edificaciones, lo cual permitirá producir a una mayor velocidad la oferta de edificios para la gran demanda existente.

7.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En el presente trabajo de investigación se ha realizado el análisis únicamente de forjados y vigas, con resultados exitosos. Por lo cual es posible expandir la aplicación de este material a la estructura completa, desde cimentación, elementos de soporte, forjados y vigas y de esta manera evaluar si es posible reducir costes y tiempos de ejecución, así como evaluar la respuesta estructural sísmica.

A su vez en este estudio se realizó un análisis a nivel teórico y económico, aunque la metodología aplicada ha sido validada por otros autores, es importante realizar un análisis experimental en laboratorio sobre una estructura no escalada en una mesa vibratoria que simule las fuerzas sísmicas para poder evaluar el comportamiento estructural real y así obtener recomendaciones o mejoras a la metodología existente para poder validar todos los resultados y ser el siguiente paso para poder implementar el uso de HRFA en la normativa peruana.

Actualmente el uso de forjados sin vigas no es permitido en la normativa peruana en estructuras mayores a 5 niveles, pero gracias a las propiedades dúctiles que le infieren la fibra al ser incorporada en el hormigón, se recomienda estudiar el comportamiento de un forjado sin vigas de HRFA bajo acciones sísmicas y evaluar su impacto tanto en la resistencia de la estructura como en el presupuesto total.



CAPÍTULO 8.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS



- ACHE. (2000). *Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero* (ACHE (ed.)).
- ACI 314R-16. (2016). *Guide to simplified design for reinforced concrete buildings*. ACI.
- ACI 318-19. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*.
- ACI 544.1R-96. (2009). *Report on fiber reinforced concrete*.
- ACI 544.3R-08. (2015). *Guide for specifying, proportioning, and production of fiber-reinforced concrete*.
- ACI 544.4R-18. (2018). *Guide for design with fiber reinforced concrete*. In *American Concrete Institute*.
- ACI 544.6R-15. (2015). *Report on design and construction of steel fiber-reinforced concrete elevated slabs* (Issue 2).
- Aidarov, S., & De la Fuente, A. (2020). Hormigón reforzado con fibras: fabricación, propiedades mecánicas y control de calidad. *Materiales Avanzados En La Construcción*, 25.
- Amin, A., Foster, S. J., & Kaufmann, W. (2017). Instantaneous deflection calculation for steel fibre reinforced concrete one way members. *Engineering Structures*, 131, 438–445. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.041>
- ArcelorMittal. (2011). *Technical data sheet undulated steel fibres* (Issue June).
- ArcelorMittal.(2021). *TAB-SLAB*.
https://barsandrods.arcelormittal.com/wiresolutions/steelfibres/applications/structural/tab_slab/ES
- ASTM A820. (2016). *Standard specification for steel fibers for fiber reinforced concrete*. 4. <https://doi.org/10.1520/A0820>
- Baca Uscamayta, C. E., & Vela Cásceres, L. F. (2020). *Evaluación de las propiedades mecánicas de un concreto autocompactante adicionando fibras sintéticas Sikacem®-1 fiber*. Universidad Andina del Cusco.
- Blanco, A., Pujadas, P., De La Fuente, A., Cavalaro, S., & Aguado, A. (2013). Application of constitutive models in European codes to RC-FRC. *Construction and Building Materials*, 40, 246–259. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.096>
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (p. 301).
- Blanco Blasco, A. (2015). Las estructuras de edificios de más de 100m. de altura en el Perú y algunos casos de otros países. *Conferencia Conceptos De Diseño Estructural De Muros De Concreto Armado En El Peru*.
http://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf
- Blanco Blasco, A. (2005). *Evolución del diseño en concreto armado en el Perú*. 33.

- CAPECO. (2019). *24° Estudio de Mercado de edificaciones urbanas en Lima Metropolitana*.
- Ceballos, A. (2019). *Introducción a los sistemas estructurales*. Wixsite. <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/sistemas-estructurales>
- Costos. (2020, October). Suplemento Técnico - Revista Costos. 309.1, 59.
- Costos. (2021, January). Suplemento Técnico - Revista Costos. 309.2, 59.
- Destrée, X., & AcelorMittal. (2009). Steel-fibre-only reinforced concrete in free suspended elevated slabs. *Concrete Engineering International*, 13(1), 47–49. <https://doi.org/10.1201/9781439828410.ch74>
- Di Prisco, M., Colombo, M., & Dozio, D. (2013). Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation. *Structural Concrete*, 14(4), 342–361. <https://doi.org/10.1002/suco.201300021>
- Di Prisco, M., Ferrara, L., & Lamperti, M. G. L. (2013). Double edge wedge splitting (DEWS): An indirect tension test to identify post-cracking behaviour of fibre reinforced cementitious composites. *Materials and Structures*, 46(11), 1893–1918. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0028-2>
- El Comercio. (2015, July 27). *Cinturon de fuego*. <https://elcomercio.pe/mundo/eeuu/cascadia-falla-amenaza-megaterremoto-tsunami-185199-noticia/>
- Espinoza, A., & Fort, R. (2020). Mapeo y tipología de la expansión urbana en el Perú. *Grade*, 1–42.
- ExpoConstructivo. (2020, March). Revista Constructivo. 140, 188.
- Faconi, L., Plizzari, G., & Minelli, F. (2018). Elevated slabs made of hybrid reinforced concrete: Proposal of a new design approach in flexure. *Structural Concrete*, 20(1), 1–16. <https://doi.org/10.1002/suco.201700278>
- FaseDOs Ingeniería & Construcción. (2018). *Edificio Lux*. <https://www.fasedos.com.pe/project/edificio-lux/>
- Gilbert, M., He, L., Smith, C. C., & Le, C. V. (2014). Automatic yield-line analysis of slabs using discontinuity layout optimization. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 470(2168). <https://doi.org/10.1098/rspa.2014.0071>
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado* (PUCP (ed.); Tercera).
- Huánuco Construye. (2015, November). Boletín Huánuco. N°3.
- INE. (2017). *Perú: Perfil sociodemográfico, 2017*.
- International Federation for Structural Concrete. (2013). *Model code for concrete structures 2010*. Ernst & Sohn.



- Kennedy, G., & Goodchild, C. (2003). Practical yield line design. In *Fizika i Khimiya Obrabotki Materialov* (1st ed., Issue 1). British Cement Association.
- Kopczynski, C., & Whiteley, M. (2016). High-Rises, high seismicity: New materials and design approaches. *CTBUH Journal, III*, 20–26.
- Kytinou, V. K., Chalioris, C. E., Karayannis, C. G., & Elenas, A. (2020). Effect of steel fibers on the hysteretic performance of concrete beams with steel reinforcement-tests and analysis. *Materials, 13*(13), 1–32. <https://doi.org/10.3390/ma13132923>
- Lequesne, R., Setkit, M., Kopczynski, C., Ferzli, J., Cheng, M. Y., Parra-Montesinos, G., & Wight, J. K. (2011). Implementation of high-performance fiber reinforced concrete coupling beams in high-rise core-wall structures. *American Concrete Institute, ACI Special Publication, 280 SP*, 94–105.
- LimitState. (2020). *Limitstate: Slab*. <https://www.limitstate.com/slab>
- Llano Torre, A., García Taengua, E., Martí Vargas, J. R., & Serna, P. (2015). Compilation and study of a database of tests and results on flexural creep behavior of fibre reinforced concrete specimens. *Concrete - Innovation and Design: Fib Symposium Proceedings*, 1–14. <https://eprints.whiterose.ac.uk/92898/>
- López Jimeno, C. (2007). *Ingeo túneles* (13th ed.). E.T.S.I. Universidad Politécnica de Madrid.
- Maturana, D. A. (2013). Estudio teórico- experimental de la aplicabilidad del hormigón reforzado con fibras de acero a losas de forjado multidireccionales [Universidad del País Vasco]. In *Universidad del País Vasco*. <https://docplayer.es/77540368-Tesis-doctoral-tesis-doctoral.html>
- Medina Sánchez, E. (2019). *Construcción de la estructura de hormigón armado* (2nd ed.). DELTA. <https://books.google.es/books?id=YOcpsolSVBoC&printsec=copyright&hl=es#v=onepage&q&f=false>
- Ministerio de Fomento. (2011). *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural* (Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica (ed.); 5th ed.).
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E. 030 Diseño Sismorresistente*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. *DS 010-2009-Vivienda*, 201. http://www.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO
- Mitchell, D., & D. Cook; William. (1984). Preventing progressive collapse of slab structures. *Journal of Structural Engineering, 110*(7), 1513–1532.
- Parra-Montesinos, G. J., Peterfreund, S. W., & Chao, S. H. (2005). Highly damage-tolerant

- beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites. *ACI Structural Journal*, 102(3), 487–495. <https://doi.org/10.14359/14421>
- Procasa. (2021). *Torre del Sol San Francisco*. <http://www.procasaproyectos.com/>
- Ramm Ehitus. (2021). *Rocca Tower*. <https://www.rammehitus.ee/en/portfolio-item/16-storey-office-building-in-rocca-al-mare-2/>
- Revista OS. (2020). Suplemento Inmobiliario. *Octubre*, 104. https://issuu.com/osrevista/docs/os_revista_-_suplemento_inmobiliario
- Rojas Julián, P. (2019). *Planificación y programación de edificios altos*. 141.
- Romualdi P., J., & Mandel A., J. (1964). Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed closely spaced short lengths of wire reinforcement. *ACI Journal*, 61(6), 657–671.
- Singh, H. (2017). Steel fiber reinforced concrete behavior, modelling and design. In Springer Singapore (Ed.), *Steel Fiber Reinforced Concrete Behavior, Modelling and Design*. <http://www.jsce.or.jp/committee/concrete/e/newsletter/newsletter05/JSCE-VIFCEAJointSeminarPapers.htm%0Ahttp://pubsindex.trb.org/view.aspx?id=25485>
- Spadea, G., & Bencardino, F. (1997). Behavior of fiber reinforced concrete beams under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 123, 660–668.
- Trindade, Y. T. (2018). Numerical modeling of the post-cracking behavior of SFRC and its application on design of beams according to fib Model Code 2010. In *International Journal of Solids and Structures*. University of Sao Paulo.

