

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

VILLAFUERTE OLAZABAL, JOSE DANIEL

ARELLANO HERRERA, ANA PAMELA

ASESOR:

CHRISTIAN ALBERTO ASMAT GARAYCOCHEA

Lima, Julio, 2021

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	3
ÍNDICE DE FIGURAS	5
RESUMEN	8
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	9
1.1. OBJETIVOS	9
a) Objetivo general	9
b) Objetivos específicos	9
1.2. JUSTIFICACIÓN	10
1.3. ALCANCES	10
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	11
2.1. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS	11
2.2. MARCO CONCEPTUAL DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO	14
2.2.1. Adición de placas	14
2.2.2. Encamisado en concreto armado	19
2.2.3. Perfiles metálicos	23
2.2.4. Arriostramiento metálico	25
2.2.5. Fibra de carbono	27
2.2.6. Postensado externo	33
2.3. MARCO NORMATIVO	36
2.3.1. Adición de placas	36
2.3.2. Encamisado en concreto armado	39
2.3.3. Perfiles metálicos	39
2.3.4. Arriostramiento metálico	44
2.3.5. Fibra de carbono	47
2.3.6. Postensado externo	49
CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO DE REHABILITACIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO	53
3.1. PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	54
3.2. DIAGNÓSTICO DE LAS PATOLOGÍAS EN CONCRETO ARMADO	55
3.2.1. Síntomas	55
3.2.2. Mecanismos	58
3.2.3. Causas	59
3.3. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL	59
3.3.1. Ventajas	59
3.3.2. Consecuencias de no intervenir una edificación	59
CAPÍTULO 4: EJEMPLOS APLICATIVOS DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO	61
4.1. ADICIÓN DE PLACAS	61
4.2. ENCAMISADO EN CONCRETO ARMADO	64
4.3. PERFILES METÁLICOS	68
4.4. ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO	78

4.5. FIBRA DE CARBONO	92
4.6. POSTENSADO EXTERNO.....	97
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
5.1. ADICIÓN DE PLACAS.....	101
5.2. ENCAMISADO EN CONCRETO ARMADO	102
5.3. PERFILES METÁLICOS.....	102
5.4. ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO.....	103
5.5. FIBRA DE CARBONO	104
5.6. POSTENSADO EXTERNO.....	105
BILIOGRAFÍA	106



ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

Tabla 2. 1 Niveles de desempeño según SEAOC, 1995.	12
Tabla 2. 2 Desempeño mínimo de las edificaciones frente a los 4 niveles de peligro considerado.	12
Tabla 2. 3 Sismos máximos para el diseño de algunas obras de ingeniería.	14
Tabla 2. 4 Propiedades de distintos aceros estructurales.	24
Tabla 2. 5 Condiciones para los espaciamientos de estribos para núcleos confinados de muros.	36
Tabla 2. 6 Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición.	47
Tabla 2. 7 Esquemas de cargas que afecta a las vigas en los postensados externos.	51

CAPÍTULO 4: EJEMPLOS APLICATIVOS DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO

Tabla 4. 1 Tipos de cargas que corresponden al primer nivel de la edificación.	61
Tabla 4. 2 Combinaciones de cargas obtenidas para ambos ejes en “X” e “Y”.....	61
Tabla 4. 3 Datos de entrada de columna existente 35x30 cm.	65
Tabla 4. 4 Datos de salida de columna encamisada 45x40 cm.	66
Tabla 4. 5 Datos de entrada de losa aligerada (h=20 cm) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.	69
Tabla 4. 6 Datos de entrada de pernos de anclaje – Ejemplo Perfiles Metálicos.	74
Tabla 4. 7 Datos de entrada de plancha metálica y ángulo – Ejemplo Perfiles Metálicos.	74
Tabla 4. 8 Dimensionamiento de plancha metálica – Ejemplo Perfiles Metálicos.	75
Tabla 4. 9 Dimensionamiento de ángulo – Ejemplo Perfiles Metálicos.	75
Tabla 4. 10 Resistencia a corte en los pernos – Ejemplo Perfiles Metálicos.	76
Tabla 4. 11 Resistencia del bloque de corte en ángulo 2L – Ejemplo Perfiles Metálicos.	76
Tabla 4. 12 Resistencia al aplastamiento y desgarramiento en ángulo 2L – Ejemplo Perfiles Metálicos.	76
Tabla 4. 13 Características de las cargas vivas y muertas en la losa.	79
Tabla 4. 14 Derivas por piso de la estructura sin arriostres, en unidades de %.	79
Tabla 4. 15 Datos obtenidos del ETABS para obtener el perfil correcto a los pisos 1 -3.	81
Tabla 4. 16 Datos obtenidos del ETABS para obtener el perfil correcto del piso 4.	83
Tabla 4. 17 Verificación de relación ancho-espesor de perfiles vs ratio límite λr	84
Tabla 4. 18 Verificación de arriostros metálicos para el diseño a tracción.	86
Tabla 4. 19 Derivas por piso de la estructura según la condición de la estructura, en unidades de %.	86
Tabla 4. 20 Configuración final de arriostros metálicos en la estructura de 4 pisos.	87
Tabla 4. 21 Resistencias últimas de tracción y corte – Ejemplo Arriostros Metálico.	88
Tabla 4. 22 Dimensionamiento de plancha metálica – Ejemplo Arriostros Metálico.	88
Tabla 4. 23 Resistencia a la acción combinada tracción y corte en los pernos – Ejemplo Arriostros Metálico.	89
Tabla 4. 24 Resistencia del bloque de corte en plancha metálica – Ejemplo Arriostros Metálico.	89
Tabla 4. 25 Resistencia al desgarramiento en plancha metálica – Ejemplo Arriostros Metálico.	89
Tabla 4. 26 Datos de entrada de la cartela – Ejemplo Arriostros Metálico.	89
Tabla 4. 27 Resistencia a tracción de Whitmore en cartela – Ejemplo Arriostros Metálico.	90
Tabla 4. 28 Resistencia a cortante vertical en cartela – Ejemplo Arriostros Metálico.	90

Tabla 4. 29 Resistencia a compresión de Thornton en cartela – Ejemplo Arriostramiento Metálico..	90
Tabla 4. 30 Datos de entrada de la losa aligerada (h=20cm) – Ejemplo Fibra de Carbono.	92
Tabla 4. 31 Acero de refuerzo en viga V-1(0.25x0.55m).	93
Tabla 4. 32 Propiedades mecánicas del concreto y acero de la viga V-1(0.25x0.55m).	93
Tabla 4. 33 Factores de carga y momentos obtenidos según las solicitaciones del ACI.	94
Tabla 4. 34 Momentos suministrados (sin refuerzo) a partir del área de acero colocado, As.....	94
Tabla 4. 35 Propiedades del sistema CFRP corresponden al tipo CarboDur S512.	95
Tabla 4. 36 Esfuerzo de tracción y deformación unitaria corregidos de la fibra de carbono tipo CarboDur S512.	95
Tabla 4. 37 Valores de β_1 , E_{cy} y n_s , de la viga de concreto V-1(0.25x0.55m).	95
Tabla 4. 38 Valores para la verificación del agrietamiento de la sección de la viga antes de la instalación de CFRP.	95
Tabla 4. 39 Valores de profundidad del eje neutro(c) y de la inercia transformada (I_{tr}) para sección agrietada.	96
Tabla 4. 40 Valores para el cálculo de la profundidad plástica del eje de agrietamiento neutral (y). ..	96
Tabla 4. 41 Valores para la estimación de la profundidad del eje neutro con CFRP.	96
Tabla 4. 42 Valores de momento nominal y factores de reducción para cálculo de momento suministrado de CFRP a la viga V-1(0.25x0.55m).	96
Tabla 4. 43 Datos de entrada de la viga del puente peatonal.	98
Tabla 4. 44 Determinación del incremento de la capacidad de carga.	99
Tabla 4. 45 Datos de entrada de los tendones de acero.	99
Tabla 4. 46 Determinación de cantidad de tendones de acero.	99
Tabla 4. 47 Determinación de la resistencia del tendón preesforzado en el estado límite último F_{ps}	100
Tabla 4. 48 Determinación de la capacidad de carga final debido al efecto de los tendones de acero.	100

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

Figura 2. 1 Esquema de niveles de desempeño.....	12
Figura 2. 2 Vida útil y residual de una edificación convencional.....	13
Figura 2. 3 Efecto de una reparación en la vida de una edificación.....	14
Figura 2. 4 Tipos de fallas en los muros.	15
Figura 2. 5 Comportamiento estructural de muros acoplados.	16
Figura 2. 6 Deformada de muros acoplados con distinto grado de acoplamiento.	17
Figura 2. 7 Respuesta estructural idealizada de un pórtico acoplado.	18
Figura 2. 8 Colocación del refuerzo en los muros de corte.....	18
Figura 2. 9 Colocación del epóxico en las varillas de acero.	19
Figura 2. 10 Encamisado de Columna, donde se muestra el proceso de diseño.	19
Figura 2. 11 Encamisado de Columnas, se muestra las formas de controlar el Pandeo Lateral.	20
Figura 2. 12 Descubrimiento de la base de la columna.	21
Figura 2. 13 Columna de concreto armado sin recubrimiento.	21
Figura 2. 14 Colocación de los nuevos refuerzos longitudinales y estribos.	22
Figura 2. 15 Aplicación de pegamento epóxico en columna de concreto existente y pasivante en las armaduras nuevas y antiguas.	22
Figura 2. 16 Encofrado del refuerzo.	23
Figura 2. 17 Perfiles más comunes.	23
Figura 2. 18 Edificio con arriostramiento lateral.	25
Figura 2. 19 Comparación del diámetro de la Fibra de Carbono vs. cabello humano.	27
Figura 2. 20 Gráfica de resistencia vs. Módulo de elasticidad.	28
Figura 2. 21 Fibra de carbono en viga de concreto armado.....	29
Figura 2. 22 Fibra de carbono en muros de confinamiento.	29
Figura 2. 23 Fibra de carbono en pilar de columna de concreto armado con SikaWrap-600C°.	30
Figura 2. 24 Fibra de carbono en losa aligerada.	30
Figura 2. 25 Resane de cangrejera con mortero de reparación Sikadur 330.....	31
Figura 2. 26 Aplicación de la resina epóxica sobre viga de concreto armado.....	31
Figura 2. 27 Aplicación de la resina epóxica sobre la tela de fibra de carbono.....	32
Figura 2. 28 Colocación de la fibra de carbono sobre la superficie de una columna de concreto a reforzar.	32
Figura 2. 29 Colocación de la segunda capa de resina epóxica sobre nuevo sistema CFRP en columna.....	33
Figura 2. 30 Aplicación de mortero para acabado final en la columna reforzada.	33
Figura 2. 31 Ubicación de puntos de anclaje y puntos de soporte en plano.	34
Figura 2. 32 Colocación de plancha metálica de anclaje para postensado de losa.	34
Figura 2. 33 Colocación de sistema de soporte para postensado de losa.	35
Figura 2. 34 Tensado de cables de acero para postensado de losa.....	35
Figura 2. 35 Dimensiones de columna encamisada de concreto armado.....	37
Figura 2. 36 Dimensiones de columna encamisada de concreto armado.....	39
Figura 2. 37 Momento nominal versus longitud, no arriostradas lateralmente, sin patín de compresión.....	40
Figura 2. 38 Esquema de dimensiones de dimensiones de una plancha metálica.....	42
Figura 2. 39 Esquema de dimensiones de dimensiones de un ángulo metálico L.	42
Figura 2. 40 Valores del factor de longitud efectiva K, según las condiciones en sus extremos.....	45
Figura 2. 41 Esquema de conexión entre perfil arriostrado y cartela.....	45

Figura 2. 42 Esquema del comportamiento de Esfuerzo-Deformación de columnas de concreto armado confinadas y no confinadas.....	48
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO DE REHABILITACIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO

Figura 3. 1 Fases de la rehabilitación de las edificaciones.....	53
Figura 3. 2 Factores de mayor incidencia de los problemas patológicos en estructuras.....	54
Figura 3. 3 Ley de evolución de costos de Sitter.....	55
Figura 3. 4 Fisura ubicada en el muro de contención del By Pass 28 de julio.....	55
Figura 3. 5 Grieta ubicada en el muro de contención del By Pass 28 de julio.....	56
Figura 3. 6 Corrosión severa de la barra de acero del muro de contención de la piscina del Club CAFAE-SE, Punta Hermosa.....	56
Figura 3. 7 Cangrejera en muro de concreto armado.....	57
Figura 3. 8 Eflorescencia en muro de contención del By Pass 28 de julio.....	57
Figura 3. 9 Delaminación de una losa de concreto.....	58
Figura 3. 10 Mecanismo de corrosión en una barra de acero.....	58
Figura 3. 11 Desmontaje de casonas republicanas en estado de emergencia, ubicadas en Trujillo.....	60

CAPÍTULO 4: EJEMPLOS APLICATIVOS DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO

Figura 4. 1 Vista en planta del colegio de tres pisos – Ejemplo Adición de placas.....	61
Figura 4. 2 Diagramas de interacción M33 y resistencias requeridas con sismo X-X e Y-Y.....	62
Figura 4. 3 Diseño de la Placa PL-5.....	64
Figura 4. 4 Sección de columna rectangular existente de 0.35x0.30m.....	64
Figura 4. 5 Diagrama de interacción (Pu vs Mu) de columna 0.35x0.30m.....	65
Figura 4. 6 Diagrama de interacciones de columna de 45x40 cm con encamisado.....	67
Figura 4. 7 Columna de 45x40 cm con encamisado de concreto armado.....	67
Figura 4. 8 Esquema en planta de una losa aligerada de (h=20 cm) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.....	68
Figura 4. 9 Detalle típico de losa aligerada (h=20 cm) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.....	68
Figura 4. 10 Tabla 3-2 para la selección de perfiles W de acuerdo al valor de Z_{xx}	72
Figura 4. 11 Gráfico de resistencia de diseño a flexión vs. longitud no arriostrada para perfil W8x40.....	73
Figura 4. 12 Tabla 1-1 de las propiedades de perfiles tipo W8-W4.....	73
Figura 4. 13 Vista en elevación de conexión de viga W 8x40 en viga de concreto armado.....	77
Figura 4. 14 Detalle de conexión viga W 8x40 sobre viga de concreto armado.....	78
Figura 4. 15 Vista de planta típica de colegio de cuatro pisos – Ejemplo Arriostramiento metálico.....	78
Figura 4. 16 Vista en 3D de la edificación de cuatro pisos – Ejemplo Arriostramiento metálico.....	79
Figura 4. 17 Diagrama de fuerza axial, caso envolvente, para pórticos en la dirección X.....	80
Figura 4. 18 Diagrama de fuerza axial, caso envolvente, para pórticos en la dirección Y.....	80
Figura 4. 19 Diagrama de fuerza axial del arriostre diagonal en el primer piso en la dirección X.....	81
Figura 4. 20 Diagrama de fuerza axial del arriostre diagonal en el primer piso en la dirección Y.....	81
Figura 4. 21 Tabla 4-4 de resistencia en compresión axial para miembros de acero de forma HSS6.....	82

Figura 4. 22	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, en la dirección X. .	83
Figura 4. 23	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, en la dirección Y. .	83
Figura 4. 24	Tabla 4-4 de resistencia en compresión axial para miembros de acero de forma HSS4.	83
Figura 4. 25	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 1, entre pórticos F-G, dirección X.....	84
Figura 4. 26	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 1, entre pórticos 2-3, dirección Y.....	84
Figura 4. 27	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, entre pórticos F-G, dirección X.....	85
Figura 4. 28	Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, entre pórticos 2-3, dirección Y.....	85
Figura 4. 29	Tabla 5-5 de resistencias en tensión axial para perfiles HSS7-HSS4½.....	85
Figura 4. 30	Tabla 5-5 de resistencias en tensión axial para perfiles HSS4-HSS2.....	86
Figura 4. 31	Vista frontal del pórtico de conexión entre plancha metálica, cartela y perfil HSS.	91
Figura 4. 32	Detalle de conexión entre plancha metálica, cartela y perfil HSS.....	91
Figura 4. 33	Esquema en planta de una losa aligerada (h=20cm) – Ejemplo Fibra de Carbono.	92
Figura 4. 34	Sección transversal de viga V-1(0.25x0.55m).....	93
Figura 4. 35	Esquema de distribución del acero en la viga V-1 (0.25x0.55m).....	93
Figura 4. 36	Esquema de momento requerido y suministrado de la viga 0.25x0.55 m.	94
Figura 4. 37	Esquema de momento requerido y suministrado con el refuerzo de CFRP.	97
Figura 4. 38	Posición de la fibra de carbono a lo largo de la viga de concreto armado 0.25x0.55m. .	97
Figura 4. 39	Sección transversal de viga de puente peatonal.....	98
Figura 4. 40	Diagrama de deformaciones y esfuerzos de una viga rectangular.....	100

RESUMEN

El empleo de sistemas de reforzamiento tiene como objetivo alargar el tiempo de vida de una edificación existente bajo las solicitaciones que requiera el cliente y lo demandado por la estructura. La rehabilitación de una edificación no necesariamente se debe ejecutar cuando la estructura se encuentra en un estado crítico, por el contrario, puede ser intervenida estando en buenas condiciones. Por ejemplo, cuando se pretende que la estructura cargue más peso debido a un cambio de uso.

El corregir las anomalías en concreto armado, restituir o incluso aumentar las propiedades mecánicas del elemento a reforzar son algunas de las finalidades de mayor injerencia. Estas se adecuan a la estructura para ofrecer un mejor desempeño estructural ante posibles agentes externos (movimientos telúricos) o de su propia naturaleza (cargas de gravedad). Al afectarse las propiedades mecánicas de la estructura inicial, esta puede fallar y eventualmente poner en riesgo la integridad de los usuarios que la habitan. Por ello, es de suma importancia hacer un estudio para determinar si la estructura puede reforzarse. De ser así, se debe escoger el sistema de reforzamiento estructural adecuado para el caso que pueda presentarse.

Los sistemas que se evaluarán en la presente tesis son: fibras de carbono, perfiles metálicos, placas o muros de concreto armado, encamisado de concreto armado, arriostramiento metálico y postensado externo. Asimismo, de cada sistema de reforzamiento se realizará un estudio a detalle de las propiedades mecánicas, aspectos positivos y negativos, procedimiento constructivo y un ejemplo aplicativo.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

El reforzamiento de estructuras o elementos de concreto armado está dirigido a incrementar la capacidad de carga y aumentar su durabilidad. Estos sistemas son desarrollados cuando se presentan nuevas solicitaciones como errores en el diseño y/o en procesos constructivos. También, puede existir déficit en alguna de las propiedades de dichas estructuras o elementos de concreto armado respecto a nuevas solicitaciones en su vida útil. En la mayoría de los casos, estas nuevas solicitaciones se realizan por las nuevas actualizaciones de los reglamentos, por el aumento en su carga de servicio debido a un cambio de uso de la estructura o incremento de su vida útil. Además, encontramos problemas de durabilidad debido a materiales de construcción inapropiados, cambios en el diseño inicial o un diseño inadecuado. En estos casos podemos encontrar problemas de corrosión del acero y por tal motivo se puede llegar a la eliminación total o parcial del elemento estructural existente.

En el siglo XXI, la aparición de nuevas metodologías de reforzamiento (no convencionales) ante las técnicas habituales o convenciones, permiten comparar en cuanto a costo y efectividad (facilidad de instalación) las diversas alternativas que existen en el mercado. El empleo de materiales compuestos y metálicos como reforzamientos estructurales es cada vez más utilizados. Por ejemplo, arriostramientos metálicos, fibra de carbono, encamisado en concreto reforzado, entre otros, brindan mayor seguridad y aumentan la resistencia y/o rigidez de la estructura. Asimismo, mitigan los efectos de las fallas producidas por flexión y por corte.

El presente proyecto tiene como objetivo principal estudiar el estudio y diseño de 6 sistemas de reforzamiento estructural. Para lo cual, se evaluarán elementos estructurales tales como viga, muro, losa y columna. Asimismo, se deberá compatibilizar el desempeño estructural de cada sistema de reforzamiento con los costos manejados por el cliente, la efectividad y la facilidad de instalación del sistema a emplear.

1.1. OBJETIVOS

a) Objetivo general

El objetivo general es realizar un estudio de los beneficios y desventajas, como también el diseño de 6 sistemas de reforzamiento estructural, entre convencionales y no convencionales, en concreto armado.

b) Objetivos específicos

- Conocer las principales patologías que afectan la integridad de la estructura de concreto armado, así como las principales solicitaciones que se demandan para las estructuras.

- Definir si una estructura existente es candidata a reforzamiento o reparación conociendo a detalle el alcance del problema.
- Estudiar los conceptos generales de los 6 sistemas de reforzamiento estructural, para lo cual se desarrollará los siguientes puntos: beneficios, desventajas y procesos constructivos.
- Desarrollar un ejemplo en cada sistema de reforzamiento, en el cual se evaluarán los elementos estructurales más importantes como viga, columna, losa y muro dependiendo del caso que se analice.

1.2. JUSTIFICACIÓN

En las últimas décadas, han aparecido nuevas metodologías de refuerzo de elementos estructurales de concreto armado a nivel mundial. Estas metodologías que fueron pioneras en Europa y Japón, recién son empleadas en Perú desde hace 10 años. Sin embargo, no se han propagado ni divulgado debidamente, por lo que aún son consideradas técnicas de reforzamiento no convencionales. En algunas ocasiones, estas técnicas de reforzamiento son mal empleadas acarreando de esta manera consecuencias estructurales y económicas. Es por ello, que la presente tesis busca describir las generalidades (proceso constructivo, ventajas y desventajas), así como el diseño de 6 sistemas de reforzamiento empleados en el Perú.

1.3. ALCANCES

El reforzamiento del elemento o estructura se hará a nivel local o global, dependiendo del tipo de sistema de reforzamiento a analizar, estos sistemas serán: Fibra de carbono, perfiles metálicos, encamisado en concreto armado, placas, sistemas de arriostamiento y postensado externo. Cabe resaltar, que los sistemas estructurales a reforzar en estos casos serán: vigas, losas, columnas y pórticos. Asimismo, para realizar el diseño del sistema de reforzamiento empleado en la estructura, se debe conocer previamente las solicitaciones que la estructura demanda. Es decir, entender el origen o la causa raíz por la cual se llevará a cabo la intervención en la estructura. Por ejemplo, problemas patológicos que puedan influir en la integridad de la estructura existente o por cambio de uso.

Por otro lado, teniendo en cuenta que el diseño de las conexiones es esencial para los casos de reforzamiento con perfiles y arriostamientos metálicos, se limitará al desarrollo de las capacidades de los elementos analizados, mas no la verificación de capacidad de los elementos de concreto armado sobre los cuales se realizaran los anclajes. Asimismo, para los ejemplos de perfiles y arriostamientos metálicos no se desarrollará las conexiones soldadas.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.1. Rehabilitación, reparación y reforzamiento estructural

a) Rehabilitación

Está definido como el habilitar nuevamente una estructura. Es decir, es un proceso de recuperación de las edificaciones para alcanzar unas condiciones de uso deseadas por el cliente.

En líneas generales, el término “rehabilitar” implica el refuerzo, reparación y/o restauración de una edificación. (D. Torrealva, comunicación personal, 16 de marzo de 2017).

b) Reparación

Es un proceso mediante el cual se restituye una estructura a su condición inicial buscando el rejuvenecimiento de los materiales y elementos estructurales.

Para una reparación, el material afectado debe ser reemplazado por uno de igual, similar o de mejor calidad (D. Torrealva, comunicación personal, 16 de marzo de 2017).

c) Reforzamiento

Esta técnica permite aumentar la capacidad resistente original de una edificación, ya sea de manera local (reforzando los elementos de una estructura) o global (desempeño general de la estructura) para ofrecer una mejor respuesta estructural. El reemplazo de materiales elementos dañados o sin daño, o la adición de elementos estructurales permitirán a la estructura cumplir sus funciones básicas (D. Torrealva, comunicación personal, 16 de marzo de 2017).

2.1.2. Desempeño sísmico y vida útil

a) Desempeño sísmico

Tiene como principal finalidad evitar los daños que no deberán superar ciertos estados límite para niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad (Bertero, 1997, p.56). Para determinar si la edificación obtuvo un buen desempeño frente a movimientos sísmicos, se deberá analizar no solo los daños ocasionados por este evento, sino también los ocurridos posteriores a este.

El diseño sísmico es el único proceso mediante el cual se contempla la falla de elementos estructurales como situación previsible. Esa falla debe ser controlada y no debe conducir a colapsos repentinos o a la falta de estabilidad que ocasione el desmoronamiento de una parte o de toda la edificación.

Para evaluar el desempeño de una edificación en particular, *The Structural Engineers Association of California (SEAOC)* plantea los niveles de desempeño a partir del daño sufrido en el sistema estructural, instalaciones y contenido en general del edificio afectado. Los 5 niveles de desempeño son: completamente operativo, operativo, resguardo de la vida, cerca al

colapso y colapso. En la Tabla 2.1 y la Figura 2.1 ilustran los 5 niveles de desempeños y sus descripciones respectivas.

Tabla 2. 1 Niveles de desempeño según SEAOC, 1995.

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente operativo	No hay daño. El edificio es seguro. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente. La estructura conserva su rigidez y resistencia. No es necesario hacer reparaciones.
Operativo	Daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero podrían ser fácilmente recuperados.
Resguardo a la vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. Los ascensores podrían estar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación están seguras. El edificio podría repararse, aunque no siempre resulte económicamente aconsejable.
Cerca al colapso	Daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas o en peligro reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso.
Colapso	La estructura no puede ya resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Colapso parcial o total. No es posibles reparar la edificación.

Fuente: Adaptado del libro Ingeniería Sísmica, Muñoz J. A. (2011). Niveles de desempeño sísmico. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

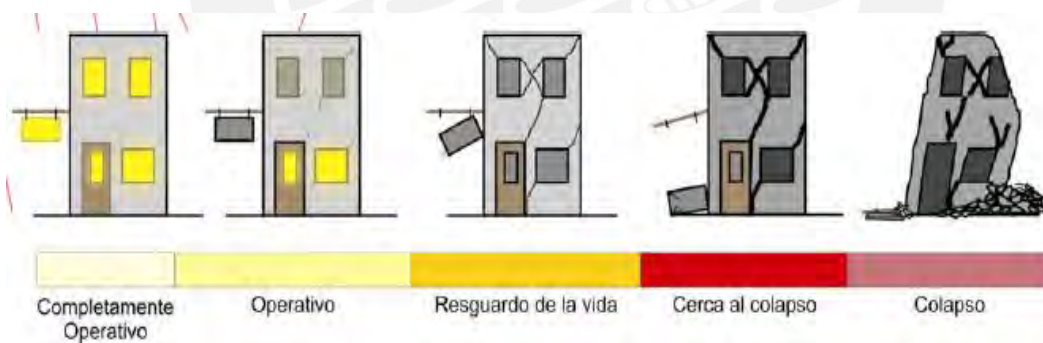


Figura 2. 1 Esquema de niveles de desempeño.

Nota: Recuperado del libro: Ingeniería sísmica, Muñoz J. A., 2011.

Asimismo, la Tabla 2.2 muestra el nivel de desempeño para los 3 tipos de edificaciones planteadas: edificios comunes, edificios esenciales (plantas nucleares) y edificios de seguridad crítica (plantas nucleares). El nivel de desempeño está determinado en relación a los 4 niveles del peligro ocasionados por un sismo.

Tabla 2. 2 Desempeño mínimo de las edificaciones frente a los 4 niveles de peligro considerado.

		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo a la vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente (45 años)				
	Sismo ocasional (75 años)				
	Sismo raro (475 años)				
	Sismo muy raro (970 años)				

Edificación común	Edificación esencial	Edificación de seguridad crítica

Nota: Adaptado del libro "Ingeniería Sísmica", Muñoz J. A. (2011). Niveles de desempeño sísmico. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

b) Vida útil

El período que abarca desde la puesta en uso de la edificación hasta una intervención importante que le permita seguir funcionando. Es decir, es el tiempo de referencia durante el cual esperamos que la construcción permanecerá sin necesidad de realizar un mantenimiento correctivo muy costoso que se aleje del presupuesto original (International Standards Organization, 2000; Hernández, 2012). El tiempo de vida útil de una edificación se ve afectado por la degradación de los materiales que la componen y su inadecuado funcionamiento.

A continuación, se presentarán dos diagramas representando la variación del tiempo de vida útil de una estructura propuesto por Tutti. En estos diagramas, se observará el grado de deterioro de una edificación con el tiempo cuando no es intervenida (Figura 2.2) y cuando es reparada (Figura 2.3).

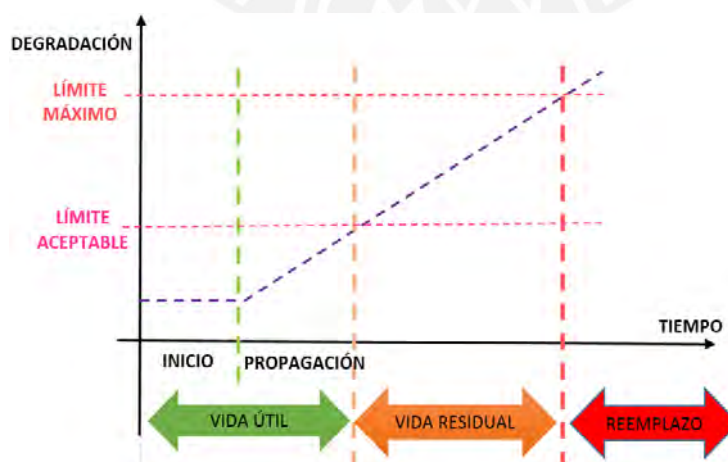


Figura 2. 2 Vida útil y residual de una edificación convencional.

Nota: Tomado de las diapositivas de clase "Reparación y reforzamiento de estructuras", D. Torrealva, 2017.

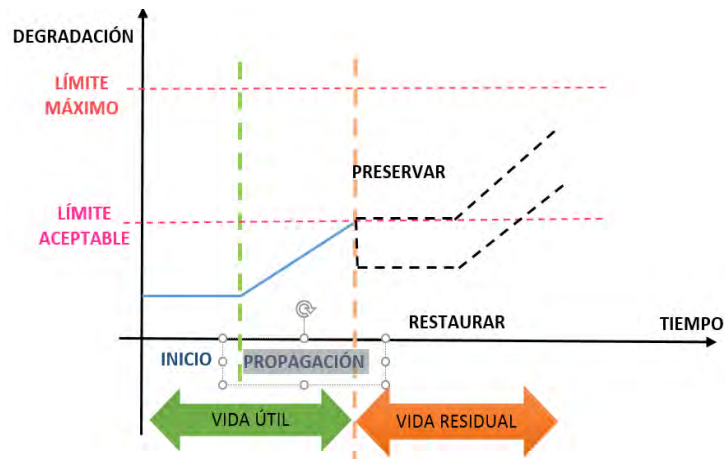


Figura 2. 3 Efecto de una reparación en la vida de una edificación.

Nota: Tomado de las diapositivas de clase “Reparación y reforzamiento de estructuras”, D. Torrealva, 2017.

En la Ingeniería Sismorresistente, las obras se diseñan en función a un tiempo de vida útil y en la ocurrencia en un “sismo máximo”. Este, está definido por dos parámetros dependientes: el periodo de retorno del sismo (años) y su probabilidad de excedencia en el tiempo de vida de la obra (%). A continuación, en la Tabla 2.3 se muestra los tiempos de vida de algunas obras civiles y sus respectivos “sismos máximos de diseño”.

Tabla 2. 3 Sismos máximos para el diseño de algunas obras de ingeniería.

Tipo de la obra	Tiempo de vida útil (años)	Sismo máximo	
		Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en el tiempo de vida de la obra (%)
Instalaciones esenciales que podrían constituir fuentes de contaminación luego de un sismo. Instalaciones nucleares.	50 a 100	Más de 5000	1
Equipos de estaciones eléctricas de alto voltaje	50	1600	3
Puentes y viaductos de avenidas principales	100	950	10
Edificios para viviendas	50	500	10
Construcciones temporales que no amanecen obras de importancia mayor	15	40	30

Nota: Adaptado del libro “Ingeniería Sísmica”, Muñoz J. A. (2011). Obras de ingeniería con su tiempo y probabilidad de ocurrencia. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

2.2. MARCO CONCEPTUAL DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO

2.2.1. Adición de placas

a) Generalidades

Ante la problemática de edificaciones de gran altura, donde las deformaciones laterales son muy grandes, surge la necesidad del uso de muros de corte. Estos serán diseñados para lograr un comportamiento dúctil frente a las sollicitaciones sísmicas, de manera que no tengan

una falla frágil frente a las fuerzas de corte. De acuerdo al ACI 318-2014 (American Concrete Institute), un muro de corte debe estar diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales provocados por los eventos sísmicos.

La respuesta de los muros puede ser dúctil o frágil. Sin embargo, se busca que la falla que se genera sea controlada por flexión. Es decir, al formarse la rótula plástica en la base, el acero longitudinal tiende a fluir, lo cual hace disipar la energía debido a la deformación plástica de los aceros longitudinales. Por ello, se requiere el confinamiento en los bordes para generar ductilidad (Park y Paulay, 1983, p. 58-61).

Si la respuesta es frágil los mecanismos de disipación se obtienen por el desplazamiento en la base y por la degradación en el concreto. Por ello, habrá menor capacidad de ductilidad y disminución de la rigidez.

Si la falla es dúctil, hará que la estructura, al exceder el límite elástico, no falle, ya que es importante que cuando se exceda este límite tenga más recorrido en el rango inelástico sin reducir su capacidad resistente. Para ello, los muros deben ser confinados en los extremos.

Ante las sollicitaciones sísmicas, los muros de corte presentan un comportamiento que se encuentra en función a sus características de diseño, ubicación y relación de esbeltez, pudiéndose esperar una serie de tipos de fallas.

- **Tipo de fallas en los muros:**

Los muros de corte pueden fallar de diversas maneras, en la siguiente figura se puede apreciar diversos tipos de fallas: Flexión, tracción diagonal, corte – deslizamiento y deslizamiento en la base (Ver Figura 2.4).

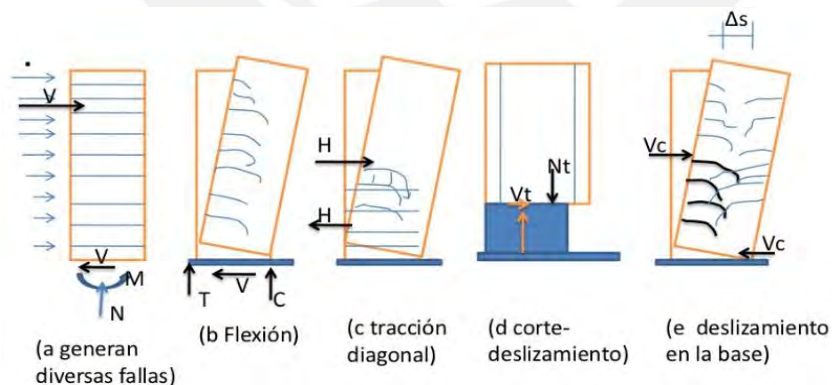


Figura 2. 4 Tipos de fallas en los muros.

Nota: Recuperado del libro “Estructuras de Concreto reforzado”, Park y Paulay, 1983.

- **Clasificación de los muros según su geometría:**

Los muros de corte por sus dimensiones se pueden clasificar en muros cortos y esbeltos, de acuerdo con las necesidades arquitectónicas o sísmicas. Por ello cada muro tiene un comportamiento distinto de acuerdo con su ubicación. Los dos tipos de clasificación son:

- Los muros cortos o bajos: En este tipo de muros la rigidez a cargas laterales es muy elevada y su comportamiento se caracteriza por tener una falla frágil, debido a que predomina los efectos de cortante. Para este tipo de muros la relación altura vs longitud $hw/lw \leq 2$ (Rubén Ccalla, 2016, p.24).
- Muros esbeltos: Estos muros se caracterizan por la falla a flexión, ya que son diseñadas como muros dúctiles y al ser esbeltas actúan como una viga en voladizo. Su relación de aspecto es $hw/lw > 2$. Para evitar el pandeo y aplastamiento del concreto en los extremos, se recomienda confinar el refuerzo longitudinal formando columnas en los extremos con sus respectivos estribos (ACI 318-2014).

b) Aplicaciones

- Muros con vigas de acoplamiento

Los muros de acoplamiento están formados por dos o más muros de corte que se vinculan entre sí mediante vigas de acoplamiento. Esta vinculación modifica significativamente el comportamiento estructural obteniendo ventajas importantes como son: disminución de las sollicitaciones de flexión en los muros, un aumento de la rigidez lateral y la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica (Francisco Crisafulli, 2018, p.86-88).

Las acciones sísmicas originan un momento de vuelco (M_V) que es resistido por la combinación de un mecanismo de muros y un mecanismo de acoplamiento. El primer mecanismo resiste una parte del momento de vuelco que es igual a la suma de los momentos flectores en la base de los muros ($M_1 + M_2$). El segundo mecanismo de acoplamiento induce cargas axiales en el muro, fuerzas cortantes en las vigas de acople y no incluye ni el peso ni otras cargas gravitatorias, lo que se genera un par resistente igual a TL . De modo que en este ejemplo se tiene que $M_V = M_1 + M_2 + TL$ (Francisco Crisafulli, 2018, p.89-90).

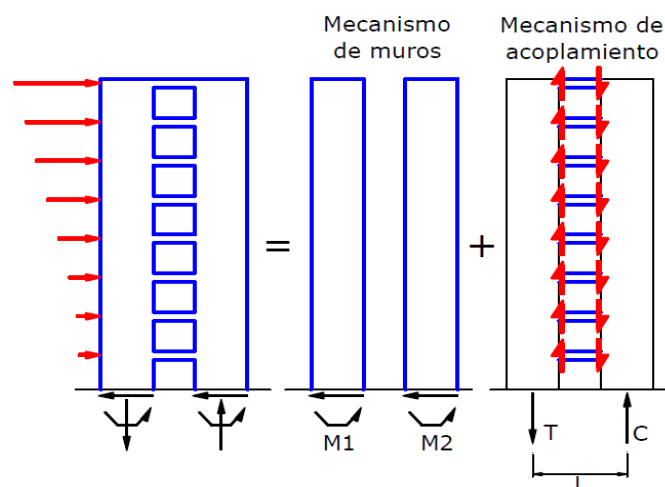


Figura 2. 5 Comportamiento estructural de muros acoplados.

Nota: Recuperado del libro "Diseño Sismorresistente de construcciones de acero", Francisco Crisafulli, 2018.

A partir de estos conceptos se puede definir el grado de acoplamiento (GA), como la relación entre el momento TL , del mecanismo de acoplamiento con respecto al momento de vuelco total. Este varía entre 0 (muros sin vinculación) hasta un valor teórico de 1 (vigas de gran rigidez).

En la práctica se adopta valores entre 0.2 y 0.8, dependiendo del material, sección y longitud de las vigas de acoplamiento. A medida que aumenta la rigidez flexional de las vigas de acople, se incrementa el GA .

$$0 \leq GA = \frac{TL}{M_V} \leq 1$$

- Para $GA=0$ Dos muros sin acoplamiento, se consideran vigas articuladas ya que no generan flexión ni corte, mientras que en los otros casos se modifica la forma del perfil de deformación y se disminuyen los desplazamientos laterales.
- A medida que se aumenta el GA , los desplazamientos laterales disminuyen.

La Figura 2.6 muestra la deformación para tres casos con distintos grados de acoplamiento:

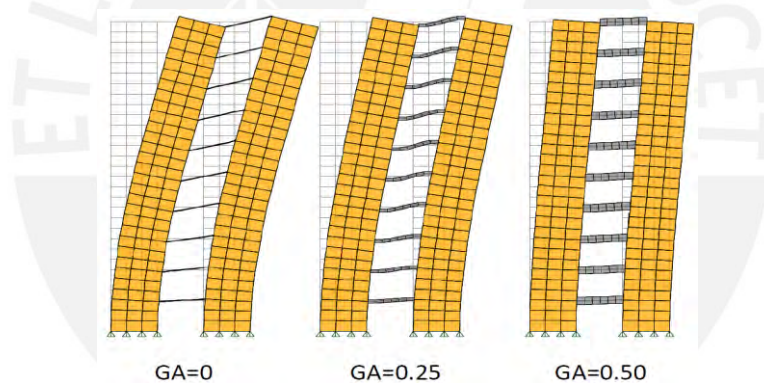


Figura 2. 6 Deformada de muros acoplados con distinto grado de acoplamiento.

Nota: Recuperado del libro “Diseño Sismorresistente de construcciones de acero”, Francisco Crisafulli, 2018.

La respuesta estructural de los muros acoplados presenta tres zonas típicas (ver Figura 2.7) donde se muestra la curva del corte basal vs desplazamiento lateral en forma idealizada. Inicialmente los muros acoplados responden en rango elástico hasta que las vigas de acoplamiento comienzan a fluir, en forma sucesiva a partir del desplazamiento δ_{yc} . Esto resulta en una disminución de la rigidez lateral de la estructura, los desplazamientos laterales aumentan y finalmente se produce fluencia y pandeo en la base de los muros a partir del desplazamiento δ_{yc} . Se forma así un mecanismo de deformación inelástica, capaz de disipar energía en forma estable.

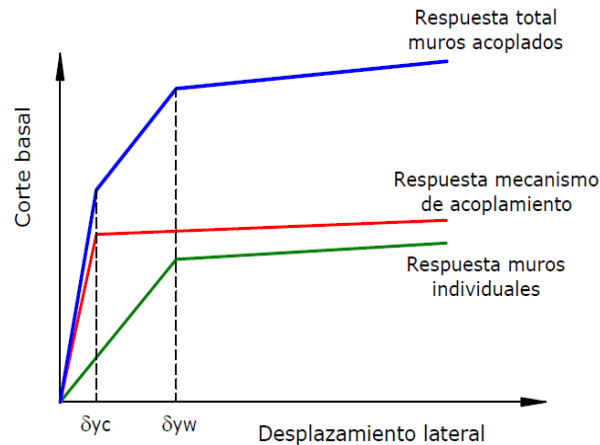


Figura 2. 7 Respuesta estructural idealizada de un pórtico acoplado.

Nota: Recuperado del libro “Diseño Sismorresistente de construcciones de acero”, Francisco Crisafulli, 2018.

c) Procedimiento constructivo

- i) Preparación de la superficie. Se deberá verificar o resanar todas las patologías que afecten la integridad de la edificación. Para ello, es necesario mantener la superficie del elemento limpia y rugosa.
- ii) Se colocarán puntales, ya sea de acero y de madera, para sostener a la estructura y así poder reforzar la edificación
- iii) Se colocarán las varillas de acero haciendo perforaciones a la losa aligerada, vigas y columna de aproximadamente 15 cm (ver Figura 2.8). Asimismo, se deben de localizar las varillas de acero de las vigas y columnas existentes, haciendo empalmes, para evitar daños en los mismos.

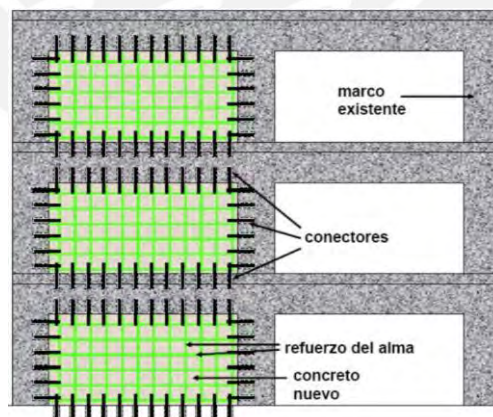


Figura 2. 8 Colocación del refuerzo en los muros de corte.

Nota: Tomado de las diapositivas de CENAPRED, 2018, diapositiva 26.

- iv) Este anclaje se realizará colocando un epóxico en la superficie de contacto, para lograr que el pórtico y el muro de corte trabajen en conjunto (ver Figura 2.9)



Figura 2. 9 Colocación del epóxico en las varillas de acero.
Nota: Recuperado de las clases del Ing. Wilson Silva, 2018.

- v) Con respecto a la cimentación, se tendrá que ensanchar las zapatas y anclar las varillas de acero aproximadamente 15 a 20 cm de profundidad.
- vi) Utilizar un mortero de alta resistencia como el SikaDur 32 Gel para que se adhiera el concreto viejo y nuevo en las caras de la columna. Asimismo, se usará un concreto de resistencia 210 kg/cm².

2.2.2. Encamisado en concreto armado

a) Generalidades

El encamisado de concreto se utiliza para incrementar la resistencia axial, flexión y cortante de elementos existentes. Este tipo de reforzamiento se ejecuta agregando un refuerzo longitudinal y transversal (o en su defecto una malla electrosoldada) alrededor de la sección original para, posteriormente, ser recubierta con concreto premezclado. Un incremento en las dimensiones de las columnas aumenta la capacidad a cortante del elemento más que la resistencia a flexión, con lo cual puede incrementarse significativamente la ductilidad de cortante de la columna. La Figura 2.10 muestra un caso del armado del encamisado de concreto armado en las columnas.

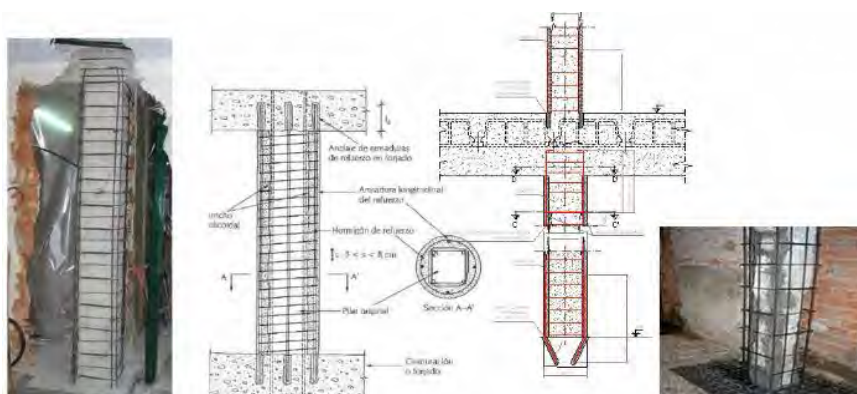


Figura 2. 10 Encamisado de Columna, donde se muestra el proceso de diseño.
Nota: Recuperado de la Universidad San Gregorio, 2016.

Esta técnica de fortalecimiento, a diferencia de otros métodos donde se usan elementos de acero, no tiene demanda de trabajo especializado. Su simplicidad de ejecución hace que cualquier compañía de construcción, sea capaz de construir nuevas estructuras RC de calidad, también competentes para ejecutar la rehabilitación estructural usando revestimiento RC. (Julio, Branco y Silva, 2003, p.10-15).

La disposición de los ganchos de amarre es muy importante ya que permite controlar el pandeo de los refuerzos verticales centrales. A continuación, se muestra los siguientes amarres en la Figura 2.11:

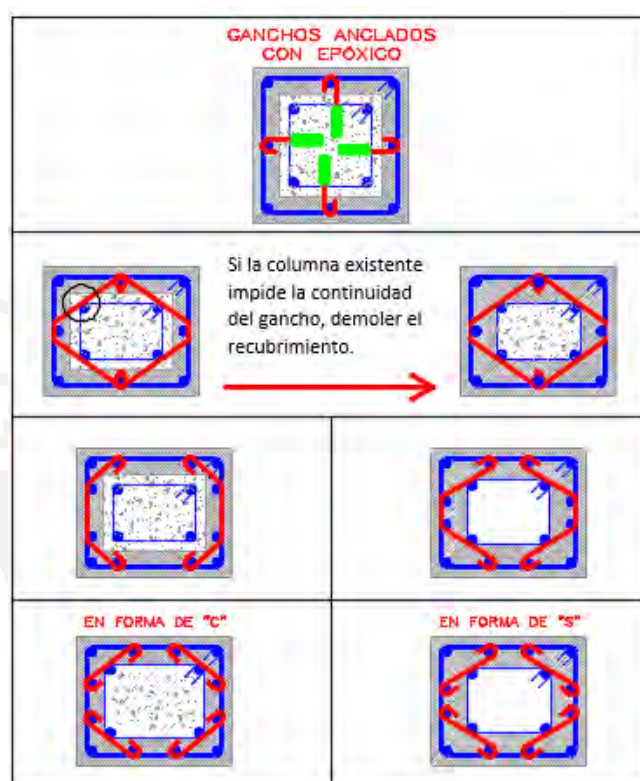


Figura 2. 11 Encamisado de Columnas, se muestra las formas de controlar el Pandeo Lateral.

Fuente: C. Asmat, comunicación personal, 2019.

b) Procedimiento constructivo

- i) En la zona de la base de la columna, descubrir y excavar el piso hasta llegar a la parte superior de la cimentación (ver Figura 2.12).

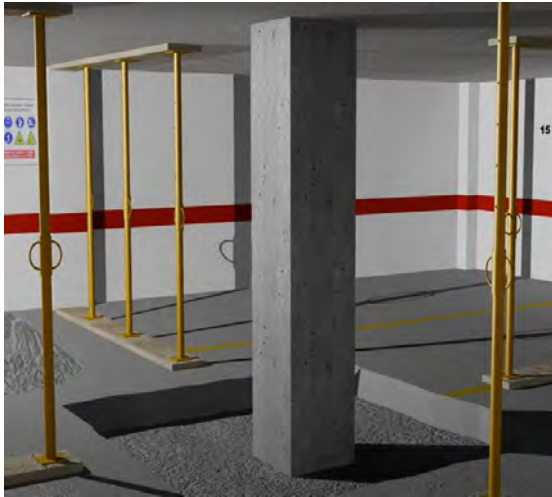


Figura 2.12 Descubrimiento de la base de la columna.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Ficherotecnica La plataforma del técnico profesional(1m12s), 2016.

- ii) Cuidadosamente, picar el recubrimiento de la columna hasta encontrar la armadura, con el fin de verificar el estado de oxidación de las varillas de acero. Limpiar las superficies de las varillas y retirar el óxido existente (ver Figura 2.13).



Figura 2.13 Columna de concreto armado sin recubrimiento.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Residencias Peñalver(1m09s), 2016.

- iii) Realizar perforaciones en la zona del capitel de la columna y en la parte superior de la cimentación. Colocar los nuevos refuerzos verticales y los estribos de amarre de acuerdo al diseño (ver Figura 2.14). Para establecer un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.



Figura 2. 14 Colocación de los nuevos refuerzos longitudinales y estribos.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Ficherotecnia La plataforma del técnico profesional(2m00s), 2016.

- iv) Aplicar una pintura pasivante tanto a la nueva armadura de reforzamiento como a la original. Esta pintura protegerá a los refuerzos de agentes con contenido de sulfatos y cloruro que producirían corrosión en las superficies del refuerzo de acero.
- v) Utilizar como recubrimiento un pegamento epóxico que servirá como puente de adherencia entre el concreto viejo y nuevo, como muestra la Figura 2.15. El espesor del recubrimiento de concreto para las mallas electrosoldadas o estribos debe ser mayor que 6 cm. La longitud de las juntas y empalmes de la malla de alambre soldado debe ser mayor que 20 cm.



Figura 2. 15 Aplicación de pegamento epóxico en columna de concreto existente y pasivante en las armaduras nuevas y antiguas.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Ficherotecnia La plataforma del técnico profesional(2m15s), 2016.

- vi) Instalar el encofrado para la nueva sección de la columna, como se muestra en la Figura 2.16, y colocar el concreto teniendo en cuenta su resistencia (deberá ser mayor a 210 kg/cm² y a la resistencia del concreto original) y el tiempo de vida del pegamento

epóxico (antes de secarse). Desencofrar cuando el concreto alcance el 80% de su resistencia.



Figura 2. 16 Encofrado del refuerzo.

Nota: Recuperado de Epachon, 2014: Imágenes de desencofrado de encamisado.

vii) Para brindar un acabado final, revestir la columna ya desencofrada con pintura anticarbonatación.

2.2.3. Perfiles metálicos

a) Generalidades

La industria de la construcción ha estandarizado ciertos elementos de acero con formas y propiedades conocidas para facilitar a calculistas, productores y constructores hablar un lenguaje común. Algunos de los más empleados se aprecian en la Figura 2.17.

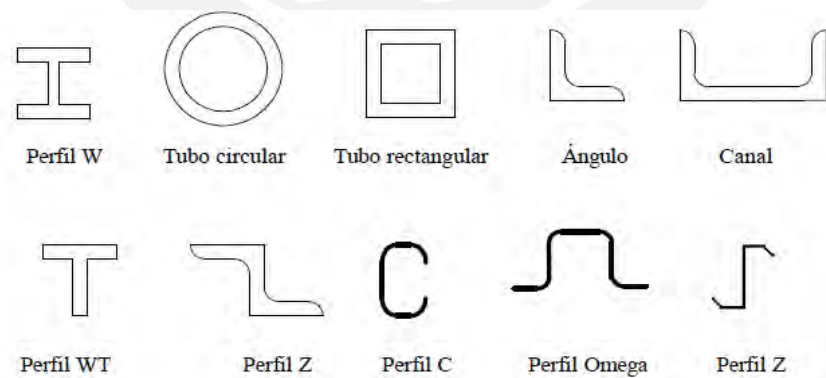


Figura 2. 17 Perfiles más comunes.

Nota: Recuperado del libro de Bermuda Mejía, 2005.

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, gran ventaja en la construcción de grandes claros como es el caso de puentes o edificios altos.

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado. Para cada tipo de acero existen distintas propiedades y usos según su designación planteada por el ASTM, como se puede apreciar en la Tabla 2.4.

Tabla 2. 4 Propiedades de distintos aceros estructurales.

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia f_y (Ksi)	Resistencia mínima especificada a la tensión f_u (Ksi)
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si su espesor es mayor de 8 pulg	58-80
A529	Al carbono	Perfiles y placas ($e < 1/2$ pulg)	Similar al A36	42-50	60-100
A572	Columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42-65	60-80
A242	De alta resistencia baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas, técnica de soldado muy importante	42-50	63-70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras hasta de 4 pulg	Construcción atornillada	42-50	63-70
A852	Aleación templada y revenida	Placas y barras hasta de 4 pulg	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental	70	90-110
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas solo de 2.5 a 6 pulg	Estructura soldada con gran atención a la técnica. No se recomienda si la ductilidad es importante	90-100	100-130

Nota: Adaptado de MacCormac (2010), Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales. American Institute of Steel construction.

2.2.4. Arriostramiento metálico

a) Generalidades

El diseño y la construcción de obras civiles debe tener en cuenta una serie de parámetros (cargas vivas y muertas) que limitan y proporcionan la información necesaria para realizar una adecuada ejecución del proyecto. Esto es con el fin de establecer límites de deformación a las que estará sometida la estructura. En el caso de que la deformación (deriva), no se encuentre dentro de los límites, se hace un ajuste al diseño con el objetivo de que la estructura sea estable y resistente, y que además proporcione seguridad a los ocupantes (Universidad Santo Tomás, Colombia).

Los sistemas de arriostramiento son elementos que garantizan la estabilidad lateral de las edificaciones. Por ejemplo, este sistema es empleado en las construcciones industriales, soporte de equipos, edificios de mediana y baja altura, entre otros. En la práctica habitual, estos se relacionan a menudo con celosías trianguladas, núcleos o con pantallas de concreto, y suelen ser un problema a la hora de realizar el diseño del edificio, ya que hay que sacrificar espacios libres, que son poco vistosos y además encarece la estructura. Sin embargo, este sistema genera que la estructura tenga mayor estabilidad y rigidez en los pórticos (Dayker Delgado, 2010, p.45)

Existen varios tipos de pórticos arriostrados con funcionalidad similares, dependiendo de la implementación que se le quiere hacer al pórtico, ya sea para la construcción de una nueva edificación o también para poder optimizar una buena estabilidad y rigidez, nombrando estos tipos como pórticos arriostrados concéntricamente (ver Figura 2.18) y pórticos arriostrados excéntricamente. (Universidad Santo Tomás, Colombia, 2010, p.48-50).



Figura 2. 18 Edificio con arriostramiento lateral.

Nota: Recuperado de imágenes de edificios arriostrados, Edificio en Colombia, 2010.

Se dice que una estructura está arriostrada de manera eficaz en una dirección, cuando el esquema resistente frente a las acciones horizontales se basa en sistemas triangulados o en pantallas o núcleos de concreto que aportan al menos el 80% de la rigidez frente a los desplazamientos horizontales en dicha dirección. En este caso es admisible suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intraslacional. (Dayker Delgado, 2010, p.51-53)

Por otro lado, no se debe asociar el concepto de arriostramiento con el de intraslacionalidad dado que pueden existir estructuras arriostradas que no proporcione la rigidez suficiente frente a las cargas horizontales y que sea por tanto traslacional. De modo inverso, existen estructuras sin arriostramiento, pero con suficiente rigidez horizontal para ser considerado como intraslacional (Dayker Delgado, 2010, p.54)

b) Procedimiento constructivo o de instalación

- i) Definir los elementos: perfiles, pernos, soldaduras, planchas de alas y ángulos.
- ii) Plantear una solución, número de pernos, tamaño de ángulos clip, tipo de soldadura, y planchas de alas, verificar distancias libres entre pernos y bordes.
- iii) Teniendo los cortes V y momentos M aplicados (definir si son de servicio, ASD, o acciones últimas, LRFD), proceder entonces de acuerdo al método de diseño correspondiente. En zonas sísmicas aplicar los factores de sobrerresistencia.
- iv) Diseño por corte:
 - Verificar la capacidad de los pernos al corte y aplastamiento, soldaduras, tamaños máximos y mínimos, seleccionar el tamaño y encontrar su capacidad.
 - Chequear la capacidad de la viga al corte.
 - Verificar la capacidad al corte de los ángulos clip.
- v) Conexión de Momentos usando planchas de alas
- vi) Determinación de fuerzas en las alas por momentos ($F = M/d$):
 - Ala superior: en tracción, determinar tamaño de ala y soldaduras acanaladas y de filete
 - Ala inferior: en compresión, determinar tamaño, verificar pandeo, soldaduras acanaladas, de filete.
- vii) Alma de la columna:
 - Selección de planchas para los atiesadores opuestos a las alas, ala en tracción, ala en compresión.
 - Determinación de refuerzo del alma dentro de los linderos de la conexión, plancha dobladora o atiesador diagonal.

- Diseño de soldaduras de filete para unir los atiesadores con el alma.
- Diseño de soldaduras de la plancha dobladora a atiesadores y alas.

2.2.5. Fibra de carbono

a) Generalidades

Las fibras de Carbono resultan del tratamiento térmico (carbonización) de fibras precursoras orgánicas tales como el poliacrilonitrilo (PAN) o con base en el alquitrán derivado del petróleo o del carbón (PITCH) en un ambiente inerte. El proceso de producción consiste en la oxidación de esas fibras precursoras seguido del procesamiento a elevadas temperaturas (variando de 1000°C a 1500°C para las fibras de carbono hasta cerca de 3000°C para las fibras de grafito). En este proceso térmico las fibras resultantes presentan los átomos de carbono perfectamente alineados a lo largo de la fibra. Esta característica confiere extraordinaria resistencia mecánica al producto final. La Figura 2.19, muestra la obtención de la fibra de carbono a partir de los insumos de fibras de grafito y resina epoxy (Ari de Paula Machado, 2006, p. 26).

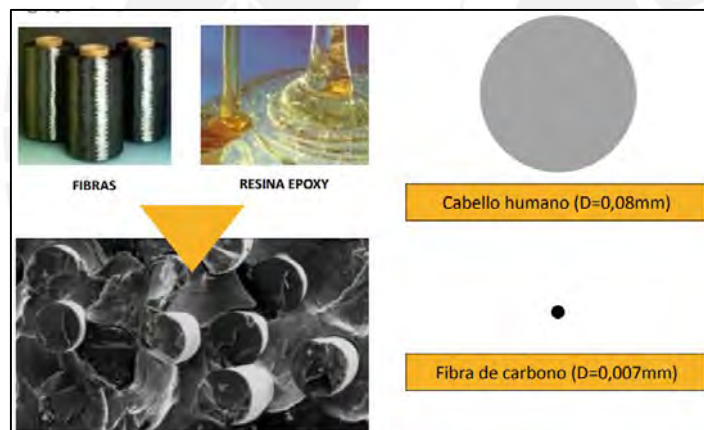


Figura 2. 19 Comparación del diámetro de la Fibra de Carbono vs. cabello humano.
Nota: Recuperado de las imágenes de la página de Sika, 2015.

Cuanto mayor sea la temperatura en que el proceso industrial se realiza mayor será el módulo de elasticidad del material resultante, que varía de 100 GPa a 300 GPa para las fibras de carbono hasta 650 GPa para las fibras de grafito. Cuanto mayor el módulo de elasticidad mayor es el costo del material. (Ari de Paula Machado, 2006, p.27)

Normalmente los sistemas compuestos estructurados comercialmente disponibles que utilizan las fibras de carbono como elemento resistente, presentan las siguientes características básicas:

- Extraordinaria resistencia mecánica
- Elevada resistencia a ataques químicos diversos.

- No son afectadas por la corrosión por tratarse de un producto inerte.
- Extraordinaria rigidez
- Buen comportamiento a la fatiga y a la actuación de cargas cíclicas
- Peso específico del orden de 1.8 gr/cm³, lo que le confiere extrema ligereza hasta el punto de no considerarse su peso propio en los refuerzos.

Las fibras de carbono disponibles se caracterizan por poseer un bajo módulo de elasticidad y una gran resistencia a la tracción. Esa característica en comparación con los otros tipos de fibra y otros materiales existentes está bien demostrada en la Figura 2.20.

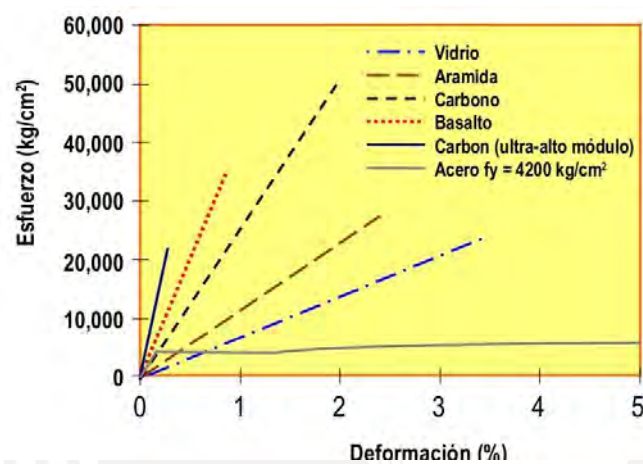


Figura 2. 20 Gráfica de resistencia vs. Módulo de elasticidad.

Nota: Recuperado del libro de Reforzamientos con Fibra de Carbono de Ari de Paula Machado, 2006.

b) Aplicaciones

Las aplicaciones quedan determinadas por los siguientes casos:

- Cambios de uso o cargas en las edificaciones
- Defectos en el diseño o construcción
- Daños sísmicos
- Deflexiones excesivas

- Aplicaciones en vigas

Al aplicarse en vigas, el sistema CFRP incrementa sensiblemente la capacidad de resistencia a la flexión y al corte en estos elementos. La resistencia adicional es tal, que una viga agrietada por las cargas a las que ha sido sometida, reforzada de extremo a extremo posteriormente con este sistema, puede llegar a superar su capacidad de carga adicional. (BBC Mundo, 2014).

Al aplicar este sistema en la cara del fondo de la viga, en su longitud, incrementamos su resistencia a la flexión, controlando mejor su deflexión, mientras que, si se aplica en las caras laterales, incrementamos su resistencia al corte. La Figura 2.21, muestra el reforzamiento de

una viga de concreto armado reforzada con tela de fibra de carbono en su base. (Ciencias textiles, 2015, p.58).



Figura 2. 21 Fibra de carbono en viga de concreto armado.
Nota: Recuperado de Puente Empalme Lovago-Nicaragua, 2011.

- Aplicaciones en muros de concreto o albañilería

El uso de este sistema en muros de concreto o de albañilería ayuda a absorber las cargas de compresión o laterales (flexión) que se puedan presentar. Se puede usar en placas, muros de sostenimiento, paredes cilíndricas de los reservorios, cajas de ascensor, estructuras industriales sujetas a posibles presiones de explosiones, etc. La Figura 2.22 muestra el reforzamiento con fibras en carbono en un muro de confinamiento. (Constructivo, 2015).



Figura 2. 22 Fibra de carbono en muros de confinamiento.
Nota: Recuperado de la Tesis de Coronel C. (2009): Fibra de Carbono en elementos estructurales. Pontificia universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- Aplicaciones en columnas

Consiste en incrementar la resistencia a la flexión y dotar de mayor confinamiento a las columnas. Una vez recubierta la columna, el cambio en la apariencia es nulo, pero muy

significativo en resistencia (a diferencia del encamisado de columnas donde se modifica las dimensiones originales del elemento). La Figura 2.23, muestra el reforzamiento de un pilar de sección circular de concreto armado confinada con fibra de carbono. (Constructivo, 2015).



Figura 2. 23 Fibra de carbono en pilar de columna de concreto armado con SikaWrap-600C°. *Nota:* Recuperado de Sika (2017): Imagen de la colocación de Fibra de Carbono en el pilar de columna.

- Aplicaciones en losas

Al aplicar este sistema de reforzamiento en losas aligeradas o macizas armadas en una o dos direcciones, las cargas de servicio pueden ser sustancialmente incrementadas, manteniendo un control de su deflexión. Otras estructuras que pueden ser reforzadas son tableros de puentes, losas de piso de concreto, losas de estacionamiento, losas industriales, etc (ver Figura 2.24). (Constructivo, 2015).



Figura 2. 24 Fibra de carbono en losa aligerada. *Nota:* Recuperado de Sika (2017): Imagen de la Fibra de Carbono en una losa aligerada

c) Procedimiento de instalación

- i) Preparación de la superficie. Limpiar y resanar cualquier imperfección, grieta y/o cangrejera que se presente en la superficie del elemento estructural (ver Figura 2.25).

Del mismo modo, se debe verificar que no existan signos de corrosión en el acero, debido a que las fuerzas expansivas asociadas con la corrosión podrían comprometer la integridad estructural del sistema CFRP aplicado externamente. Para ello, se limpiará de óxidos la superficie del acero de refuerzo afectado y serán recubiertos por un anticorrosivo.



Figura 2. 25 Resane de cangrejera con mortero de reparación Sikadur 330.
Nota: Tomado del canal de Youtube: Sika España (2m00s), 2011.

- ii) Colocación del imprimante en la superficie a reforzar. Con ayuda de un rodillo, se aplica la primera capa de imprimante epóxico sobre la superficie de concreto con el fin de garantizar una adherencia eficaz con la fibra de carbono (ver Figura 2.26).



Figura 2. 26 Aplicación de la resina epóxica sobre viga de concreto armado.
Nota: Recuperado de empalme Pájaro Negro (2012). Nicaragua.

- iii) Según el diseño y planos del proyecto, verificar las medidas y proceder a cortar la tela de fibra de carbono requerida. Seguidamente, se deberá colocar la resina epóxica sobre la tela de fibra de carbono de modo que quede empapada para que pueda penetrar en todos los filamentos de la tela. Este paso es importante durante el proceso de curado del sistema de reforzamiento, puesto que mantiene a la fibra en una posición fija (ver Figura

2.27). Cabe recalcar, que este proceso de imprimación de resina en la tela de fibra de carbono tendrá que ser realizado durante el tiempo de vida del pote de la resina (60 min y a +23°C).



Figura 2. 27 Aplicación de la resina epóxica sobre la tela de fibra de carbono.
Nota: Recuperado de empalme Pájaro Negro (2012). Nicaragua.

- iv) Instalación de la fibra de carbono en la superficie del elemento estructural a reforzar. Para una correcta y fácil aplicación, la fibra de carbono una vez absorbida la resina epóxica deberá ser enrollada en un tubo de PVC, y se irá colocando sobre la superficie del elemento a medida que se va desenrollando la tela (ver Figura 2.28). Se deberá verificar que la superficie de la tela de fibra de carbono impregnada se encuentre totalmente alisada libre de arrugas y burbujas de aire.



Figura 2. 28 Colocación de la fibra de carbono sobre la superficie de una columna de concreto a reforzar.
Nota: Tomado del canal de Youtube: Sika España (3m43s), 2011.

- v) Aplicar una nueva capa de resina. Una vez terminada la aplicación de la fibra de carbono, se coloca una segunda capa de resina epóxica y se espolvorea arena sobre la superficie reforzada, con motivo de colocar una última capa para darle el acabado final y cubrir el sistema de CFRP (ver Figura 2.29)



Figura 2. 29 Colocación de la segunda capa de resina epóxica sobre nuevo sistema CFRP en columna.
Nota: Tomado del canal de Youtube: Sika España (4m00s), 2011.

- vi) Aplicar una última capa de acabado final para cubrir el sistema de CFRP. Esta capa tiene la finalidad de darle una estética más agradable al elemento estructural reforzado, y también para proteger a la fibra de agentes externos (ver Figura 2.30).



Figura 2. 30 Aplicación de mortero para acabado final en la columna reforzada.
Nota: Tomado del canal de Youtube: Sika España (4m59s), 2011.

2.2.6. Postensado externo

a) Generalidades

Las estructuras postensadas al igual que las pretensadas forman parte de la categoría de concreto preesforzado, por lo que es necesario abordar los conceptos básicos de este último. “El preesforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga de compresión, previo a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían” (Arthur Nilson, 1990, p.35). El sistema postensado provee el esfuerzo de compresión inicial mediante el tensado de los cables de acero post vaciado y fraguado (hasta llegar al 80% de su resistencia). El proceso del tensado generará la transmisión de esfuerzos de compresión internos logrando un equilibrio en las cargas. Para la transmisión de los esfuerzos de tracción de los cables de acero existen dos sistemas dentro del concreto postensado: el adherido y el no adherido.

b) Proceso constructivo

La aplicación de este sistema de reforzamiento puede emplearse en elementos como viga y losas. Para esta ocasión se detallará el proceso constructivo utilizado en una losa, y se tomará como referencia el reforzamiento de la losa del segundo nivel del proyecto “Phuc Yen 2 Office” ejecutado por NAMCONG.

- i) Ubicación de los puntos de anclaje: Con ayuda de un taladro perforar orificios (de mayor diámetro de los pernos sujetadores) para los pernos que atravesaran la losa, como se observa en la Figura 2.31.

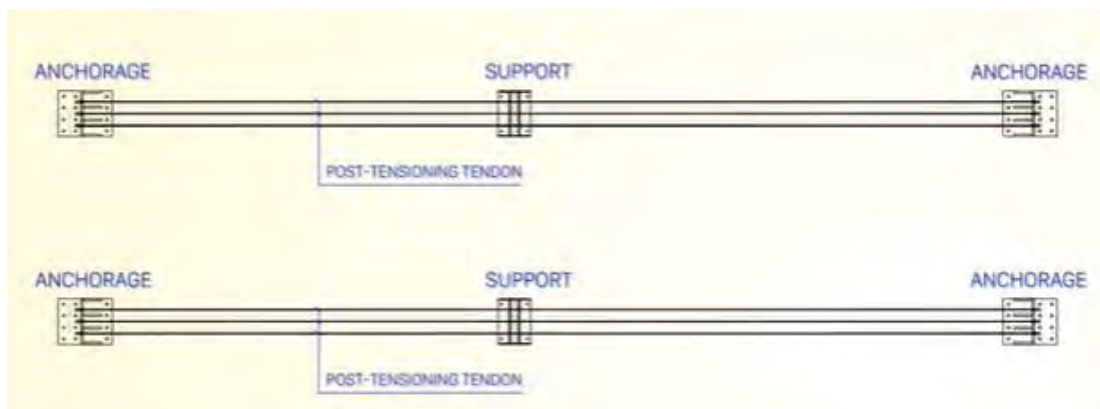


Figura 2. 31 Ubicación de puntos de anclaje y puntos de soporte en plano.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Công Ty Cổ Phần Kỹ Thuật Namcong (0m37s), 2015.

- ii) Colocar los pernos de anclaje a través de la losa y de la plancha metálica, esta última deberá ser situada previamente en el nivel inferior de la losa. Proceder a enroscar los pernos tanto en el nivel superior como inferior de la losa para garantizar la sujeción. (ver Figura 2.32)



Figura 2. 32 Colocación de plancha metálica de anclaje para postensado de losa.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Công Ty Cổ Phần Kỹ Thuật Namcong (0m59s), 2015.

- iii) Para la instalación del sistema de soporte se perforarán 4 orificios para colocar 4 pernos por medio de la losa y se enroscarán tanto en su nivel inferior como superior del entrepiso. Luego se colocará el sistema de soporte y será soldado en sus 4 puntos donde se sitúan los pernos (ver Figura 2.33).



Figura 2. 33 Colocación de sistema de soporte para postensado de losa.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Công Ty Cổ Phần Kỹ Thuật Namcong (1m12s), 2015.

- iv) Instalar los cables para el reforzamiento mediante los puntos de soporte y fijarlos en los puntos de anclajes mediante las cuñas.
- v) Finalmente, con una gata hidráulica realizar el tensado de los cables de acero y medir la elongación de los cables (previo al tensado se debe haber dejado una marca en los cables para realizar la medición) como se muestra en la Figura 2.34.



Figura 2. 34 Tensado de cables de acero para postensado de losa.

Nota: Tomado del canal de Youtube: Công Ty Cổ Phần Kỹ Thuật Namcong (1m28s), 2015.

2.3. MARCO NORMATIVO

2.3.1. Adición de placas

En los muros de corte, el refuerzo concentrado en los extremos brinda la capacidad a flexión, además el acero de las mallas horizontales y verticales dependen de la magnitud de la fuerza cortante y la resistencia a corte del concreto. (Park y Paulay, 1983, p. 41-45).

Las cuantías de acero de dichas mallas se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\rho_{horizontal} = 0.002 \text{ y } \rho_{vertical} = 0.0015 ; \text{ para } \phi \frac{M_n}{2} \geq V_u \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\rho_{horizontal} = 0.0025 \text{ y } \rho_{vertical} = 0.0025 ; \text{ para } V_u \geq \frac{\phi V_c}{2} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde

$\rho_{horizontal}$ Cuantía de acero horizontal distribuido

$\rho_{vertical}$ Cuantía de acero horizontal distribuido

ϕV_c Resistencia a corte del concreto

V_u Fuerza cortante requerida

El confinamiento de los núcleos de acero se realizó con el objetivo de otorgar ductilidad en la base, y evitar el pandeo de las barras (Park y Paulay, 1983, p.45-50). La norma E.060 establece los requerimientos de confinamiento (Ver tabla 2.7) a partir de la profundidad del eje neutro. Este último se determinó a partir del criterio basado en desplazamientos.

Tabla 2. 5 Condiciones para los espaciamientos de estribos para núcleos confinados de muros.

Condición	Espaciamiento
$c \geq l_m/600 \left(\frac{d_u}{h_m} \right)$ (Ec. 2.3)	Min($b, 10d_b, 25$)
$c < l_m/600 \left(\frac{d_u}{h_m} \right)$ (Ec. 2.4)	Min($16d_b, b, 48d_e, 25$)
d_b : menor diámetro de barra longitudinal d_e : diámetro de estribo a y b: mayor y menor dimensión de la columna d_u : desplazamiento lateral inelástico máximo h_m : altura total del muro de corte l_m : longitud del muro de corte	

Nota: Adaptado de la Norma Técnica de edificación E. 060 Concreto Armado (2019). Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado.

Donde se requieren elementos confinados de borde, el refuerzo de este debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $M_n/4V_u$ (ver Figura 2.35).

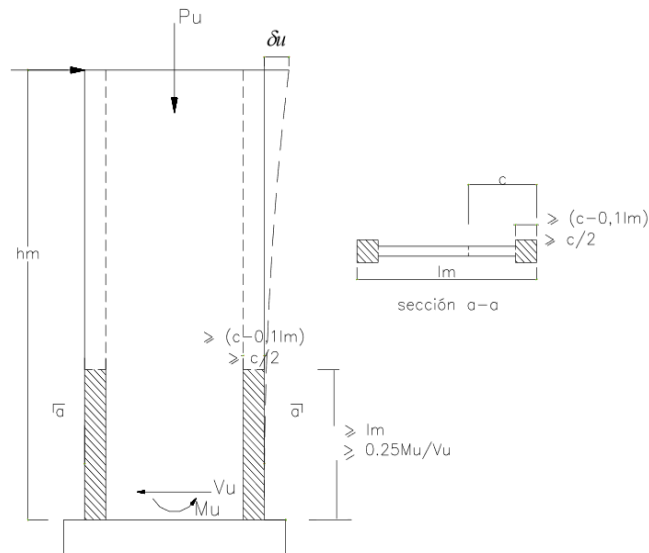


Figura 2. 35 Dimensiones de columna encamisada de concreto armado.
Nota: Recuperado de *Análisis de Edificios de San Bartolomé* (2011).

Además, el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra externa en compresión hasta una distancia no menor que el mayor entre $(c - 0.1 * lm)$ y $c/2$. (San Bartolomé et al, 2011, p.152-156).

a) Diseño por Flexocompresión:

Este diseño implica construir un Diagrama de Interacción, el cual se genera a partir de las combinaciones de fuerza normal y momento que llevan a agotar la capacidad de la sección en estudio. Para empezar el diseño por flexocompresión, se obtendrán a partir de un modelo estructural y de las combinaciones de carga. El diseño por flexocompresión es un proceso iterativo en el que se va modificando la cantidad de refuerzo hasta lograr que todos los pares ordenados $(\phi Mn, \phi Pn)$ se encuentren dentro del diagrama.

b) Diseño por corte (resistencia):

El criterio para el diseño por fuerza cortante se resume en la siguiente expresión:

$$V_u = \phi V_n \tag{Ec. 2.5}$$

Donde

M_u Resistencia al corte requerido tomada a “d” de la carga del apoyo

V_n Resistencia nominal de corte. $\phi = 0.85$

En el artículo 11.1 del código ACI 318 se especifica la resistencia nominal como la suma del aporte de la resistencia del concreto y el acero. Por un lado, la resistencia al corte del concreto es igual a la carga que produce la primera fisura inclinada. Dicha carga varía en

función de la resistencia del concreto, esbeltez del elemento, carga axial actuante y el tamaño del elemento. (Harmsen, 2002, p. 124-128).

c) Resistencia de diseño al corte del concreto:

$$\phi V_c = \phi \alpha b d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde

ϕV_c Resistencia de diseño al corte del concreto

b Ancho de la sección.

d Peralte efectivo de la sección.

α Factor asociado a la esbeltez del elemento.

N_u Carga axial considerada positiva cuando es de tracción.

f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.

A_g Área de la sección bruta de concreto.

d) Resistencia del acero transversal (estribos):

$$\phi V_s = \phi A_v \cdot f_y \left(\frac{d}{s} \right) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde

ϕV_s Resistencia de diseño al corte del acero transversal.

s Separación entre estribos.

d Peralte efectivo de la sección.

A_v Área de acero transversal provista para resistir corte.

Asimismo, en el artículo 21.4.3 de la norma E.060 estipula un método alternativo para realizar el diseño por capacidad. La resistencia a corte requerida se obtiene al considerar un factor de amplificación de sismo de 2.5 en las combinaciones de carga. Este diseño considera la fluencia del acero de refuerzo longitudinal debido a las acciones sísmicas. Así, en el artículo 21.9.5 de la norma E.060 indica la Ec. 2.6 para obtener la fuerza cortante de diseño en un muro de corte.

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde

V_u Fuerza cortante de diseño en el muro

M_n Resistencias nominales a flexión del muro asociado a la carga P_u que produce máxima resistencia a flexión.

V_{ua} Fuerza cortante amplificada proveniente del análisis.

M_{ua} Momento flector amplificado proveniente del análisis.

Además, el diseño por capacidad se desarrollará en aquella altura que resulte del mayor valor entre la longitud del muro, la altura de dos pisos o el cociente $M_u/4V_u$.

2.3.2. Encamisado en concreto armado

El concreto nuevo a colocar en el encamisado de concreto armado tiene que resistir como mínimo la mitad de la resistencia axial.

$$\frac{P_n}{2} = 0.85 * f'_{cc} * A_c \quad (\text{Ec. 2.9})$$

La Figura 2.36 muestra un sistema encamisado en concreto armado de dimensiones en la columna original $b \times h$, mientras el área de la columna encamisada es $b_r \times h_r$. Las variables b_r , h_r son dependientes del espesor del encamisado (e)

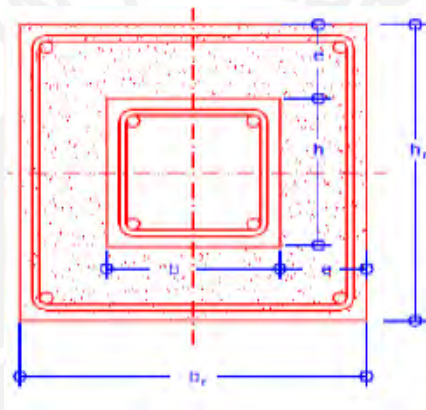


Figura 2. 36 Dimensiones de columna encamisada de concreto armado.
Nota: Elaboración Propia, 2019.

A partir de la Figura 2.36 se plantea la expresión del área bruta A_c en función de las dimensiones presentadas:

$$A_c = (b_r * h_r) - (b * h) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$A_c = 4e^2 + 2e * (b + h) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Reemplazando la ecuación 2. 15 en la ecuación 2. 13.

$$\frac{P_n}{2} = 0.85 * f'_{cc} * [4e^2 + 2e * (b + h)] \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Finalmente, para el cálculo del área de acero se utiliza la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85 * A_c * f'_{cc} + A_{st} * f_y \quad (\text{Ec. 2.13})$$

2.3.3. Perfiles metálicos

a) Miembros sujetos a flexión: Resistencias de diseño

El diseño de miembros sometidos a flexión contempla un factor de reducción de resistencia ϕ_b de 0.90 (LRFD).

Para el diseño de vigas por momentos, se considerará los momentos de pandeo de una serie de vigas de acero dúctil y vigas compactas (perfiles W o canales “C”), estas últimas, tienen la capacidad de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica.

En la Figura 2.37 se muestra una curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de longitudes variables no arriostradas lateralmente (L_b).

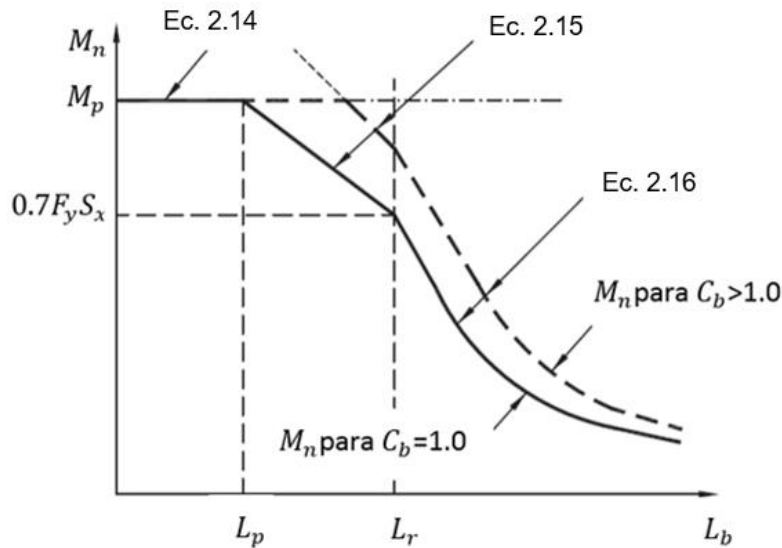


Figura 2. 37 Momento nominal versus longitud, no arriostradas lateralmente, sin patín de compresión.
Nota: Recuperado de Diseño de estructuras de acero de Mc Cormac (2012).

A partir de la gráfica, el cálculo del momento nominal depende donde se encuentre el parámetro L_b , el cual debe ubicarse sobre el eje X, donde se establecen las longitudes límites de cada zona (L_p y L_r).

- i) Pandeo Plástico – Momento Plástico Total, Zona 1 ($L_p < L_b$)

$$M_n = M_p = F_y \leq 1.5M_y \quad (\text{Ec. 2.14})$$

- ii) Pandeo Inelástico – Capacidad por Momento, Zona 2 ($L_p < L_b < L_r$)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 2.15})$$

- iii) Pandeo Elástico – Zona 3 ($L_b > L_r$)

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.0078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Todos los parámetros de estas ecuaciones están proporcionados por las dimensiones de los perfiles que se ensayarán, y se encuentran en las tablas del AISC.

Las medidas de longitudes límites no arriostradas lateralmente L_p y L_r se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

$$L_r = \frac{r_y \pi}{(F_y - F_r) S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot A \cdot G \cdot J}{2}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4 \left(\frac{C_w}{I_y}\right) \left(\frac{S_x}{G \cdot A}\right)^2 (F_y - F_r)^2}} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Los parámetros presentados en este acápite 2.3.3, tienen unidades del sistema inglés y se describen a continuación:

r_y = radio de giro mínimo

A = área de la sección

C_w = constante de alabeo

F_y = esfuerzo de fluencia

F_r = 10 ksi para perfiles compactos

F_r = 16.5 ksi para secciones soldadas

S_x = módulo de sección elástico

L_b = longitud no arriostrada lateralmente

E = módulo de elasticidad

G = módulo de corte

I_y = momento de inercia menor

J = momento polar de inercia

b) Diseño de Conexiones

El diseño de las conexiones de la presente tesis se avocará en las empernadas o atornillas, pero se mencionará en los ejemplos aplicativos los tipos de soldadura que se emplearán.

i) Dimensionamiento de plancha metálica o ángulo

Las Figuras 2.38 y 2.39 muestran el esquema de dimensiones de una plancha metálica y un ángulo L, respectivamente, mediante el cual se establecen ecuaciones y limitaciones de valores mínimos y máximos para definir cada uno de sus parámetros:

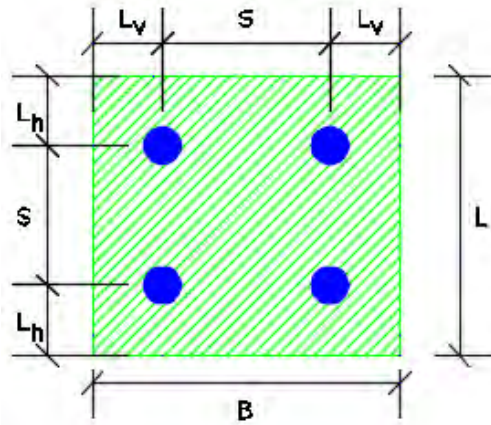


Figura 2. 38 Esquema de dimensiones de dimensiones de una plancha metálica.
Nota: Elaboración propia, 2021.

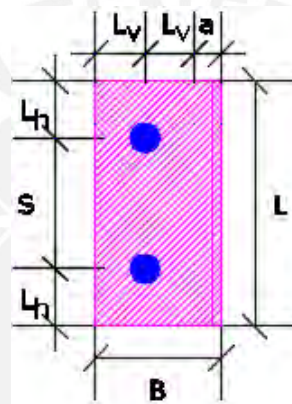


Figura 2. 39 Esquema de dimensiones de dimensiones de un ángulo metálico L.
Nota: Elaboración propia, 2021.

- Distancia mínima al borde del elemento desde el centro de agujero estándar
 Las distancias mínimas al borde vertical L_v y al borde horizontal L_h se disponen de la tabla J3.4 del AISC, en relación al diámetro del perno d_p .
- Distancia máxima al borde del elemento desde el centro de agujero estándar
 Las distancias máximas de borde está en función al espesor del material conectado t_a .

$$L_v = L_h = 12 * t_a \quad (\text{Ec. 2.21})$$
- Distancia mínima y máxima de separación entre pernos S
 Están definidos en relación al diámetro del perno d_p y el espesor del material t_a .

$$S_{min} = 3 * d_p \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$S_{max} = 24 * t_a \quad (\text{Ec. 2.23})$$
- Dimensiones de ancho y largo en plancha y ángulo
 El largo L para una plancha y ángulo se calculan igual en función de los parámetros L_v , S y el número de filas de pernos N_{fp} , tal como se indica en la Ec. 2.24:

$$\text{Largo de Plancha o Ángulo: } L = 2 * L_v + (N_{fp} - 1) * S \quad (\text{Ec. 2.24})$$

El ancho para la plancha toma en consideración los parámetros L_h , S y el número de columnas de pernos N_{fp} , mientras que para el ancho del ángulo se considera L_h y un valor de holgura “ a ” asumido por el calculista, pero generalmente se utiliza 1 cm.

$$\text{Ancho de Plancha: } B = 2 * L_h + (N_{cp} - 1) * S \quad (\text{Ec. 2.25})$$

$$\text{Ancho de Ángulo: } B = 2 * L_h + a \quad (\text{Ec. 2.26})$$

ii) Resistencia en pernos: Tracción, Corte y Tracción-Corte

Las resistencias de diseño para esfuerzos de tracción y corte en los pernos debe superar a la demanda de resistencias últimas en tracción P_{ut} y corte P_{uv} , respectivamente.

$$\text{Tracción: } \phi R_n = 0.75 * N_p * F_{nt} * A_p \geq P_{ut} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

$$\text{Corte: } \phi R_n = 0.75 * N_p * F_{nv} * A_p \geq P_{uv} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Donde N_p es el número total de pernos; F_{nt} y F_{nv} , corresponden a los esfuerzos nominales de tracción y corte, respectivamente, obtenidos de la tabla J3.2 del AISC.

Para efectos en simultaneo de tracción-corte la resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = 0.75 * N_p * F'_{nt} * A_p \geq \text{máx}(P_{ut}; P_{uv}) \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde F'_{nt} es el esfuerzo combinado a tracción-corte de cada perno, y está definido mediante la siguiente ecuación:

$$F'_{nt} = 1.3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75 * F_{nv}} * \frac{P_{uv}}{N_p * A_p} \leq F_{nt} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

iii) Resistencia en orificios de pernos: Bloque de Corte, Aplastamiento y Desgarramiento:

- Resistencia al Bloque de Corte

$$\phi R_n = \min \left[\begin{array}{l} 0.75 * N_p * (0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) \\ 0.75 * N_p * (0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) \end{array} \right] \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Además, se definen los siguientes términos y las ecuaciones auxiliares a la Ec. 2.31:

U_{bs} : Factor de corte diferido. / $U_{bs} = 1$, para el caso de tensión de tracción uniforme.

A_{gv} : Área global a cortante $\rightarrow A_{gv} = (L_v + (N_p - 1) * S) * t_a$

A_{nv} : Área neta a cortante $\rightarrow A_{nv} = A_{gv} - ((N_p - 0.5) * d_{ef} * t_a)$

A_{nt} : Área neta a tensión $\rightarrow A_{nt} = (L_h - \frac{d_{ef}}{2}) * t_{pl}$

Siendo d_{ef} el diámetro efectivo de la perforación estándar, el cual, puede obtenerse de la tabla J3.3 del AISC en función del diámetro del perno d_p .

- Resistencia al Aplastamiento y Desgarramiento en el borde de la perforación

$$\text{Aplastamiento: } \phi R_n = 0.75 * 2.4 * d_p * t * F_u \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.32})$$

$$\text{Desgarramiento: } \phi R_n = 0.75 * 1.2 * l_c * t * F_u \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Donde l_c , es la distancia libre en dirección de la carga, desde el borde de perforación al borde del material y se determina mediante la siguiente expresión

$$l_c = L_v - \frac{d_{ef}}{2} \quad (\text{Ec. 2.34})$$

2.3.4. Arriostramiento metálico

a) Resistencias de diseño en arriostres: Compresión y Tracción

Este tipo de sistema de reforzamiento se considera como un miembro cargado axialmente a esfuerzos de compresión y tracción. De este modo, el perfil finalmente seleccionado para cumplir la función de arriostre debe cumplir en tanto el diseño de compresión y tracción. Es decir, la resistencia de diseño obtenida debe ser mayor a la resistencia última. Para el diseño en tracción, la verificación deberá realizarse para los casos de fluencia y rotura. Asimismo, el factor de reducción de resistencia ϕ se considera 0.9 para ambos casos. A continuación, las Ec. 2.33 y Ec. 2.34 resumen lo descrito:

Para compresión:

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Para tracción (fluencia y rotura):

$$\phi_t P_n \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.36})$$

El capítulo E3 del AISC 360-16 permite calcular la resistencia de diseño a compresión según el tipo de pandeo flexional (inelástico o elástico), pero para fines prácticos de esta tesis, se utilizará las tablas de diseño proporcionadas por el AISC. Para el diseño en compresión, serán utilitario las tablas del capítulo 4. Asimismo, para obtener la resistencia de diseño se deberá ingresar a la tabla con el tipo de perfil ensayado y el parámetro KL , y de acuerdo a la metodología de diseño (en nuestro caso LRFD), se obtiene $\phi_c P_n$. El valor del parámetro K puede obtenerse de la tabla 5.1 del libro de McCormac de Diseño de estructuras de acero (5ta edición). A continuación, en la Figura 2.39 se muestra la tabla mencionada con los valores de K dependiendo del tipo de caso.

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Figura 2. 40 Valores del factor de longitud efectiva K , según las condiciones en sus extremos.
Nota: Tomado del libro “Diseño de estructuras de acero”, C. McCormac, 2013.

Igualmente, para la verificación de diseño a tracción se hará uso de las tablas del capítulo 5, las cuales ofrecen las resistencias de diseño para los casos de fluencia y rotura.

b) Diseño de Cartela o Placa de Gusset

La Figura 2.40 muestra el esquema de conexión de un perfil metálico ranurado y soldado con una cartela o placa de Gusset. Cabe mencionar, que la conexión entre el perfil metálico y la cartela también puede ser emperrada.

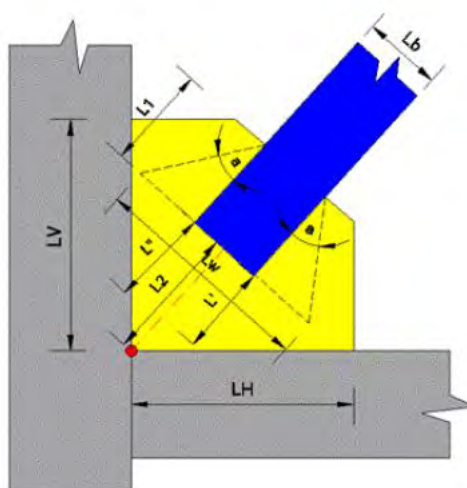


Figura 2. 41 Esquema de conexión entre perfil arriostrado y cartela.
Fuente: Tomado de la Revista Internacional Ingeniería de Estructuras, “Diseño de contraviento y placas Gusset de conexión para soportar disipadores de energía”, 2017.

i) Resistencia a Tracción/Whitmore:

$$\phi P_n = 0.9 * F_y * A_g \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Donde A_g , es el área bruta de la sección en tracción establecida por Whitmore y que está en función a los parámetros de longitud de Whitmore L_w y espesor de la cartela t_{pg} .

$$A_g = L_w * t_{pg}$$

$$L_w = L_b + 2 * \tan \theta^\circ * L_1$$

Según la Figura 2.40, el valor de L_b representa la altura del perfil conectado.

ii) Resistencia a Cortante Vertical:

$$\phi P_n = 0.9 * (0.6 * F_y * A_{gv} \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.38})$$

En base a las longitudes L_1 y L_2 , se determina el área bruta de corte A_{gv} :

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_{pg}$$

iii) Resistencia a Compresión/Thornton:

La capacidad a compresión de la Cartela se determina en base a una sección de ancho L_b y el espesor de t_{pg} . Asimismo, se debe determinar la relación de esbeltez KL/r que será nuestro parámetro para determinar si la cartela desarrolla una resistencia basada en el estado límite de pandeo flexional y el rango en el que incurre, sea inelástico o elástico. El parámetro L es la longitud libre no arriostrada de la cartela, el cual sería L_2 según la Figura 2.39. Asimismo, el valor de K puede obtenerse de la Figura 2.39, siendo preferible el uso del valor recomendado para condiciones reales aproximadas.

Las siguientes ecuaciones auxiliares determinan la relación de esbeltez de la cartela:

$$A_g = L_b * t_{pg}$$

$$I_x = \frac{L_b * t_p^3}{12}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}$$

A partir de la relación de esbeltez, se aplican las ecuaciones descritas a continuación:

$$\text{Si } KL/r \leq 25: \quad \phi P_n = 0.9 * F_y * A_g \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.39})$$

$$\text{Si } KL/r > 25: \quad \phi P_n = 0.9 * F_{cr} * A_g \geq P_u \quad (\text{Ec. 2.40})$$

Asimismo, si el valor de KL/r es mayor a 25 se debe verificar, mediante ese valor, el tipo de pandeo flexional que desarrollara la cartela.

$$\text{Si } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ (Pandeo Inelástico):} \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad (\text{Ec. 2.41})$$

$$\text{Si } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ (Pandeo Elástico):} \quad F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (\text{Ec. 2.42})$$

Donde F_{cr} , es el esfuerzo de pandeo por flexión y F_e es el esfuerzo crítico de pandeo elástico o esfuerzo de Euler. Este último, se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 2.43})$$

2.3.5. Fibra de carbono

La selección del grosor y tipo de recubrimiento de la fibra de carbono debe basarse en los requisitos que demanda la reparación de material compuesto. Por ejemplo, la resistencia a efectos ambientales tales como la humedad, el agua salada, temperatura extremos, fuego, impacto, y la exposición de radiación ultravioleta UV. Los recubrimientos son eficaces para retardar la degradación de las propiedades mecánicas de los sistemas de FRP. Los recubrimientos deben ser periódicamente inspeccionados y mantenidos para asegurar la eficacia del sistema FRP (Ver Tabla 2.8).

Tabla 2. 6 Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición.

Condiciones de exposición	Tipo de Fibra	Factor de reducción ambiental C_E
Exposición interior	Carbón	0.95
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles y aparcamientos no cerrados)	Carbón	0.85
	Vidrio	0.65
	Aramida	0.75
Ambiente agresivo (Plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbón	0.85
	Vidrio	0.5
	Aramida	0.7

Nota: Adaptado de American Concrete Institute, 2008. Factores de reducción ambiental para los sistemas de FRP, bajo condiciones de exposición.

El encamisado de CFRP brinda confinamiento pasivo al miembro sometido a compresión, evitando la aparición de esfuerzos hasta la dilatación y agrietamiento del miembro de compresión envuelto. Por lo tanto, el contacto íntimo entre el encamisado de FRP y el miembro de concreto es crítica. En la Figura 2.38, se observa que las curvas de esfuerzo-deformación de una columna de concreto armado varían de acuerdo a su nivel de confinamiento. Los términos f'_c y f'_{cc} representan las resistencias máximas del concreto para casos no confinados y confinados, respectivamente (Comité ACI 440, 2008, p. 85-86).

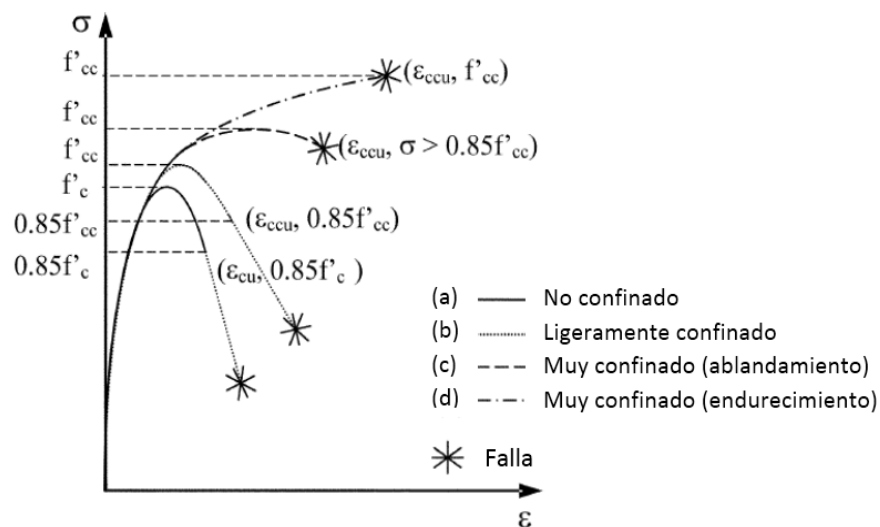


Figura 2. 42 Esquema del comportamiento de Esfuerzo-Deformación de columnas de concreto armado confinadas y no confinadas.
Nota: Recuperado del Comité ACI 440 (2008).

La fuerza de compresión axial de un elemento de concreto no esbelto y confinado, con una camisa de FRP, puede calcularse usando la fuerza del concreto confinado de la Ec. 2.44. La fuerza axial que actúa sobre un elemento de concreto armado con FRP debe ser calculado usando los factores de carga requeridos por ACI 318-05, y la resistencia a la compresión axial debe ser determinado usando los factores de reducción de resistencia ϕ para espiral y miembros conectados requeridos por ACI 318-05.

Para elementos no preesforzados con espiral de acero de refuerzo existente.

$$\phi P_n = 0.85\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Ec. 2.44})$$

Para elementos no preesforzados con enlaces de acero reforzado existentes.

$$\phi P_n = 0.85\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Ec. 2.45})$$

El modelo de esfuerzo-deformación de Lam y Teng para concreto confinado con FRP ha sido adoptado por ACI 440 y se calcula utilizando las expresiones Ec. 2.46, Ec. 2.47, Ec. 2.48.

$$f_c = \left\{ E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_c \quad f'_c + E_2 \varepsilon_c \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \right\} \quad (\text{Ec. 2.46})$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (\text{Ec. 2.47})$$

$$E_2 = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (\text{Ec. 2.48})$$

La fuerza máxima de compresión del concreto confinado f'_{cc} y la presión de confinamiento máxima f_l , se calculan utilizando Ec.2.49 y 2.50, respectivamente (Lam y Teng, 2003). Se debe tener en cuenta el factor de reducción adicional $\Psi_f = 0,95$ está brindado por el comité del ACI 440.

$$f'_{cc} = f'_c = \Psi_f 3.3 k_a f_l \quad (\text{Ec. 2.49})$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (\text{Ec. 2.50})$$

Donde ε_{fe} se determina mediante Ec. 2.51:

$$\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (\text{Ec. 2.51})$$

La deformación máxima de compresión en un elemento de concreto confinado con CFRP (ε_{ccu}) se puede encontrar usando la Ec. 2.52. Esta deformación debe limitarse al valor dado en la Ec. 2.51 para prevenir agrietamiento excesivo y la pérdida resultante de la integridad del concreto. Cuando este límite es aplicable, el máximo valor correspondiente al f'_{cc} debe recalcularse a partir de la curva esfuerzo-deformación (Concrete Society, 2004, p. 60-62).

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left[1.50 + 12k_b \frac{f'_c}{f'_{cc}} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right] \quad (\text{Ec. 2.52})$$

Donde $\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$

Para secciones rectangulares, no son aplicables estas fórmulas en casos que los miembros tengan relaciones de ratios laterales mayores a 2.10, o para dimensiones de su sección transversal que no excedan 36 pulgadas (900 mm). (ACI 440, 2008, p. 158-160)

Los factores de forma k_a de Ec. 2.47 y k_b en Ec. 2.50 depende de dos parámetros: el área transversal de manera efectiva concreto confinado A_e , y la relación de aspecto lateral h / b , como se muestra en la Ec. 2.53 y 2.54, respectivamente.

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.53})$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.54})$$

La tensión efectiva del encamisado de CFRP debe ser limitada al valor dado en Ec.2.55 para asegurar la integridad al corte del concreto confinado.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

2.3.6. Postensado externo

Considerando que el acero de refuerzo se encuentra en el estado límite y se ignora el aporte del acero en compresión, el momento nominal M_{n0} se obtiene mediante la Ec. 2.56:

$$\phi M_{n0} = 0.9 * A_s f_y \left(d_s - \frac{a_0}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2.56})$$

Donde a_0 es la profundidad del bloque de compresiones y se calcula con la Ec. 2.57:

$$a_0 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

Cuando se añaden los tendones externamente a la viga provocan un aumento en la resistencia a flexión en la sección crítica del elemento, generando un incremento del momento nominal inicial. Ese remanente en la capacidad de carga se calcula con la Ec. 2.58:

$$\Delta M_n = M_{ns} - M_{n0} = F_{ps} \left(d_p - \frac{a_0 + a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2.58})$$

Donde d_p es la profundidad efectiva del tendón a mitad de la luz de viga y está dada por la Ec. 2.59:

$$d_p = e_m + y_t \quad (\text{Ec. 2.59})$$

El ratio K es la relación de las profundidades del bloque de compresiones cuando se añadieron los tendones (a) y cuando se encuentra en su estado inicial (a_0). La expresión Ec. 2.60 determina el valor de la constante K :

$$K = \frac{a}{a_0} \quad (\text{Ec. 2.60})$$

Para controlar la sección de viga por flexión, el ACI 318 indica que la deformación unitaria neta en el acero longitudinal en tracción ε_t debe ser igual o mayor a 0.005, para lo cual debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{a}{\beta_1 d_s} \leq 0.375 \quad (\text{Ec. 2.61})$$

Reemplazando esta expresión en la Ec. 2.45 se obtiene la Ec. 2.62:

$$K = \frac{0.375 \beta_1 d_s}{a_0} \quad (\text{Ec. 2.62})$$

Asimismo, reemplazando la Ec.2.52. en la Ec. 2.53 se obtiene la Ec. 2.63:

$$\Delta M_n = F_{ps} \left[e_m + y_t - \frac{a_0}{2} (1 + K) \right] \quad (\text{Ec. 2.63})$$

Donde F_{ps} se calcula como el producto del área del acero pretensado A_{ps} y el esfuerzo del cable preesforzado en el estado límite último f_{ps} , como se muestra en la Ec. 2.64:

$$F_{ps} = A_{ps} * f_{ps} \quad (\text{Ec. 2.64})$$

Desde la Ec. 2.58 hasta la Ec. 2.64 permitirán recalculer la capacidad de carga generada ΔP_n a partir del área del acero pretensado. Cabe mencionar, que la cantidad de cables pretensados que se colocaran en la viga se calculan mediante la siguiente expresión Ec. 2.65:

$$N_{cables} = \frac{A_{ps}}{A_{psu}} \quad (\text{Ec. 2.65})$$

Donde A_{psu} es el área por unidad cable pretensado.

Se calculan las cuantías de acero preesforzado (p_p) y del de acero de refuerzo en tracción (p_s), mediante las Ec. 2.66 y Ec. 2.67, respectivamente:

$$p_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} \quad (\text{Ec. 2.66})$$

$$p_s = \frac{A_s}{bd_s} \quad (\text{Ec. 2.67})$$

Estos ratios permiten calcular la variable K dada por la Ec. 2.68:

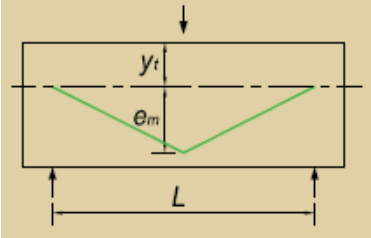
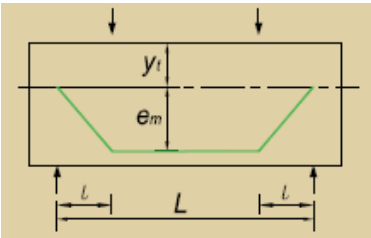
$$K = 1 + X \frac{d_p}{d_s} \quad (\text{Ec. 2.68})$$

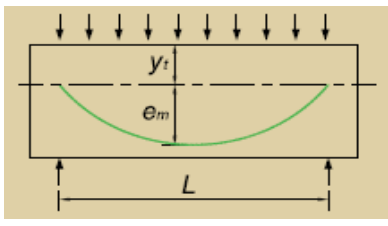
Donde X se determina por la Ec. 2.69:

$$X = \frac{p_p f_{py}}{p_s f_y} \quad (\text{Ec. 2.69})$$

La siguiente tabla, relaciona el bosquejo del tipo de carga que afecta a la viga, dotada de tendones postensados externos, con sus ecuaciones correspondientes para calcular el incremento de la capacidad de carga:

Tabla 2. 7 Esquemas de cargas que afecta a las vigas en los postensados externos.

Esquema de carga	Incremento de ΔP_n según el tipo de carga	Nº Ecuación
	$\Delta P_n = \frac{4F_{ps}}{L} \left(e_m + \left[y_t - \frac{a_0}{2} (1 + K) \right] \right)$	(Ec. 2.70)
	$\Delta P_n = \frac{2F_{ps}}{L} \left(e_m + \left[y_t - \frac{a_0}{2} (1 + K) \right] \right)$	(Ec. 2.71)

Esquema de carga	Incremento de ΔP_n según el tipo de carga	Nº Ecuación
	$\Delta P_n = \Delta w_u L = \frac{8F_{ps}}{L} \left(e_m + \left[y_t - \frac{a_0}{2} (1 + K) \right] \right)$	(Ec. 2.72)

Nota: Adaptado de Ferdinand P. Beer (2011). *Mecánica de materiales. Tabla de esquemas de carga con sus incrementos de ΔP_n según el tipo de carga.*

A continuación, se presenta una serie de ecuaciones distribuidos en tres casos, los cuales, son utilitarios según los datos de entrada obtenidos y los parámetros que se requieran:

a) Caso A

Si las propiedades de los materiales de la viga son desconocidas, esta ecuación permite calcular el área del tendón (A_{ps}) requerida para un incremento específico de la capacidad de carga de la viga.

$$f_{ps} = f_{pe} + 68.95 + \frac{f'_c}{B\rho_p} \quad (\text{Ec. 2.73})$$

Para $\frac{L}{d_p} \leq 35 \rightarrow B = 100, C = 414$; $\frac{L}{d_p} > 35 \rightarrow B = 300, C = 207$

b) Caso B

Si la sección y las propiedades de los materiales de la viga son conocidas, esta ecuación permite calcular el área del tendón (A_{ps}) requerida para un incremento específico de la capacidad de carga de la viga.

$$f_{ps} = f_{pe} + 0.0315E_{ps} \left(\frac{d_p - c}{L} \right) \leq f_{py} \quad (\text{Ec. 2.74})$$

c) Caso C

Si el área del tendón (A_{ps}), la sección y las propiedades de los materiales de la viga son conocidas, esta ecuación permitirá calcular el incremento de la capacidad de carga de la viga.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_{ps} + \Omega_u E_{ps} \frac{d_p - c}{c} \varepsilon_{cu} \quad (\text{Ec. 2.75})$$

Donde la constante Ω_u se determina por la Ec. 2.76:

$$\Omega_u = \frac{5.4}{L/d_p} \quad (\text{Ec. 2.76})$$

Finalmente, la ecuación obtenida está dada por la Ec. 2.77:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_{ps} \varepsilon_{ce} + \Omega_u E_{ps} \left(\frac{d_p \beta_1}{K a_0} - 1 \right) \varepsilon_{cu} \quad (\text{Ec. 2.77})$$

CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO DE REHABILITACIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO

Para que toda rehabilitación de una edificación sea satisfactoria se debe realizar los siguientes pasos: antecedentes, evaluación y diagnóstico, intervención y mantenimiento.

La etapa de antecedentes se refiere a todo tipo de información acerca de la estructura como ubicación, planos, fecha de construcción, historial de intervenciones, etc.

En segundo lugar, el proceso de evaluación consta de determinar las fallas y anomalías presentes en el proyecto mediante dos tipos de evaluaciones: cualitativa y cuantitativa. En la evaluación cualitativa, se determina los agentes que influyen en la integridad de la estructura mediante una inspección visual en campo. También, se identifica el tipo de sistema estructural que soporta las cargas tanto verticales como sísmicas. Por otro lado, se encuentra la evaluación cuantitativa, donde se obtiene las características de los materiales del sistema estructural mediante ensayos de laboratorio. Asimismo, se realiza un análisis numérico y el modelamiento de la estructura en los programas informáticos. En relación al diagnóstico, se identificará y planteará las posibles soluciones ante los factores que provocaron el daño en la estructura. El Capítulo 3.2 tiene como propósito describir con mayor detalle el diagnóstico de las patologías encontradas en estructuras de concreto armado.

El proceso de intervención se ejecuta una vez que se tenga bien definido el alcance del problema y planteado las medidas correctivas correspondientes para contrarrestar el problema, como también se elige la técnica de reforzamiento adecuada.

Por último, se encuentra el mantenimiento, el cual es sumamente importante para preservar la edificación y alargar su tiempo de vida útil. Una mala práctica de esta actividad, conlleva un elevado costo de un reproceso en la rehabilitación.

En la Figura 3.1 se puede apreciar un esquema secuencial representativo de lo descrito anteriormente.

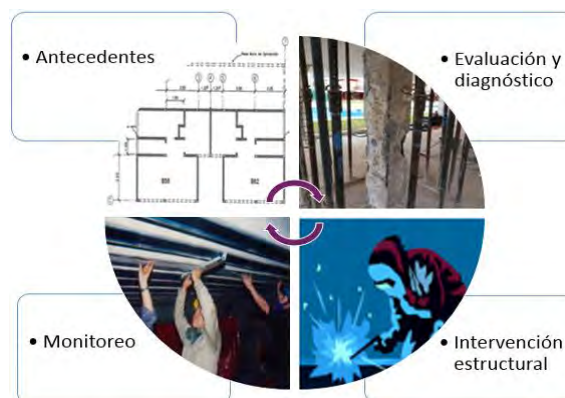


Figura 3. 1 Fases de la rehabilitación de las edificaciones.

Nota: Tomado de las diapositivas de clase “Reparación y reforzamiento de estructuras”, D. Torrealva, 2017.

3.1. PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

La patología en concreto armado tiene como fin el estudio del conjunto de daños y fallas que atacan al concreto producto de diversos factores. Estos factores abarcan desde un mal diseño hasta un error en el proceso constructivo (ver Figura 3.2).

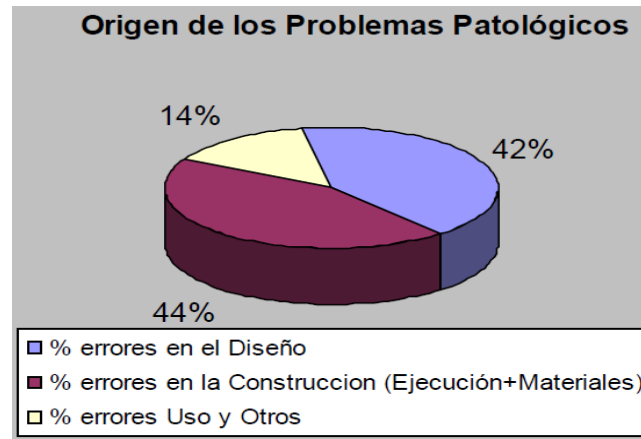


Figura 3. 2 Factores de mayor incidencia de los problemas patológicos en estructuras.

Fuente: Tomado de las diapositivas de clase "Reparación y reforzamiento de estructuras", D. Torrealva, 2017.

Para conocer a detalle el alcance del problema, se debe identificar los síntomas, mecanismos y causas que atacan a la estructura, solo así se podrá formular un diagnóstico preciso del caso a evaluar. Una vez diagnosticada la estructura, se propone una terapia para corregir los errores o defectos sufridos por esta misma. Como medidas correctivas a aplicar, está la intervención mediante el uso de materiales que sean compatibles a la estructura ya existente. De esta manera, y con un monitoreo adecuado, se garantizará una apropiada rehabilitación de la edificación afectada. Cada alternativa de intervención depende exclusivamente de las características y de la particularidad de cada estructura.

Se puede afirmar que las correcciones serán más durables, más efectivas, más fáciles de ejecutar y más económicas, cuanto antes se realicen correcciones ante posibles anomalías previstas desde la primera fase de un proyecto (Sitter, 1984, p.37). En la Figura 3.3 se observa la evolución del costo, en un orden de progresión geométrica de 5, cuando se toma una acción de intervención en una determinada etapa de un proyecto.

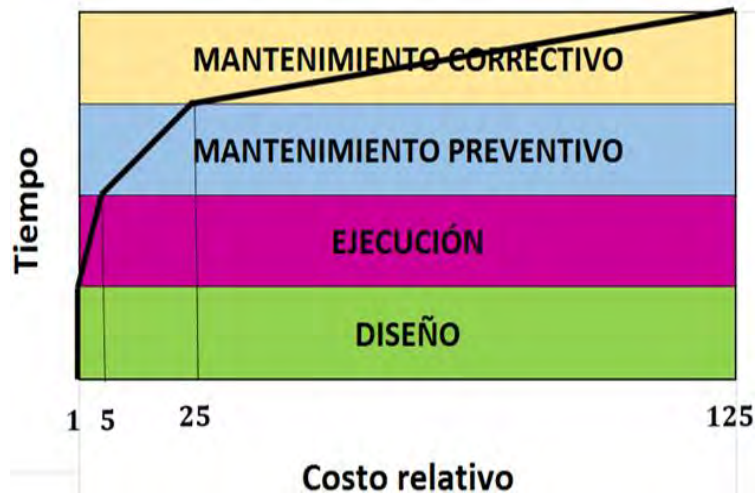


Figura 3. 3 Ley de evolución de costos de Sitter.

Nota: Adaptado del libro “Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón”, P. Helene & F. Pereira, 2003.

3.2. DIAGNÓSTICO DE LAS PATOLOGÍAS EN CONCRETO ARMADO

3.2.1. Síntomas

También denominados fallas o problemas patológicos, en su mayoría se manifiestan en la superficie externa de una estructura. Estos síntomas pueden ser descritos y clasificados para la elaboración de un primer diagnóstico, en el cual se puede obtener la naturaleza, el origen y los mecanismos que originan la falla.

Los síntomas más comunes que se manifiestan en estructuras de concreto armado debido a problemas patológicos son los siguientes:

a) Fisuras y grietas

Son aberturas incontroladas, donde las fisuras afectan solo a la superficie o acabado del elemento estructural, mientras que las grietas afectan su espesor. En las Figuras 3.4 y 3.5, se puede apreciar las diferencias entre una fisura y una grieta, respectivamente.



Figura 3. 4 Fisura ubicada en el muro de contención del By Pass 28 de julio.

Nota: Recuperado de Structech Consultores y Constructores (2017): Fisuras y grietas en el concreto.



Figura 3. 5 Grieta ubicada en el muro de contención del By Pass 28 de julio.

Nota: Recuperado de Structech Consultores y Constructores (2017): Fisuras y grietas en el concreto.

b) Corrosión

Pérdida de las propiedades físicas y/o química de un metal al interactuar con su medio. Es sumamente vital, determinar el grado de corrosión del acero pues este influye en cuanto a la pérdida de capacidad para soportar las cargas bajo el cual fue diseñado el elemento estructural. La Figura 3.6 muestra un caso de corrosión del acero de una estructura cercana al mar (expuesta a agentes contaminantes como niebla salina o gases).



Figura 3. 6 Corrosión severa de la barra de acero del muro de contención de la piscina del Club CAFAE-SE, Punta Hermosa.

Nota: Recuperado de Structech Consultores y Constructores (2017): Corrosión de la armadura del concreto.

c) Cangrejeras

“Es un vacío que queda en el concreto, debido a que el mortero no llena completamente los espacios entre las partículas de agregado grueso”. (ACI 116R-00).

Las cangrejeras constituyen puntos débiles dentro del elemento. Por eso, debemos prestarle importancia cuando aparecen en zonas de alta concentración de esfuerzos, zonas inferiores de columnas y placas, en extremos y centros de luces de vigas. La Figura 3.7 muestra la aparición de cangrejeras en un muro de concreto armado.



Figura 3. 7 Cangrejera en muro de concreto armado.

Nota: Recuperado de Construcción Grupal enfocados en cangrejas, Aceros Arequipa. Edición 17, 2014.

d) Eflorescencias

Son manchas superficiales exteriores, generalmente de color blanco, que se depositan en las superficies de concreto y mampostería (ver Figura 3.8), debido a sales solubles que, transportadas por el agua de amasado o de lluvia, se precipitan al evaporarse la humedad. No tiene, relevancia estructural, más sola en la estética del concreto.



Figura 3. 8 Eflorescencia en muro de contención del By Pass 28 de julio.

Nota: Recuperado de Structech Consultores y Constructores (2017): Eflorescencias en el concreto.

e) Delaminación

Es el desprendimiento de la superficie terminada del concreto que se produce al realizar el acabado final de la zona con alisadora, durante un rápido proceso de exudación provocado por las variaciones del clima (vientos fuertes, sol o humedad baja). La Figura 3.9 muestra un ejemplo de esta patología.



Figura 3. 9 Delaminación de una losa de concreto.
Nota: Recuperado del curso Tecnología de Concreto-PUCP, 2011.

3.2.2. Mecanismos

Es el proceso que termina por manifestar todos los problemas patológicos en un elemento estructural. Por ejemplo: la corrosión del acero de refuerzo en concreto armado es un fenómeno de naturaleza electroquímica, que puede ser acelerado por la presencia de agentes agresivos externos (iones cloruros), del ambiente (humedad), o internos, incorporados al concreto.

La Figura 3.10 exhibe el mecanismo de corrosión del acero, donde es necesario la presencia de oxígeno (aire), humedad (agua), y el establecimiento de una célula de corrosión electroquímica (heterogeneidad de la estructura). Esta última, aparece después de la despasivación de la armadura.

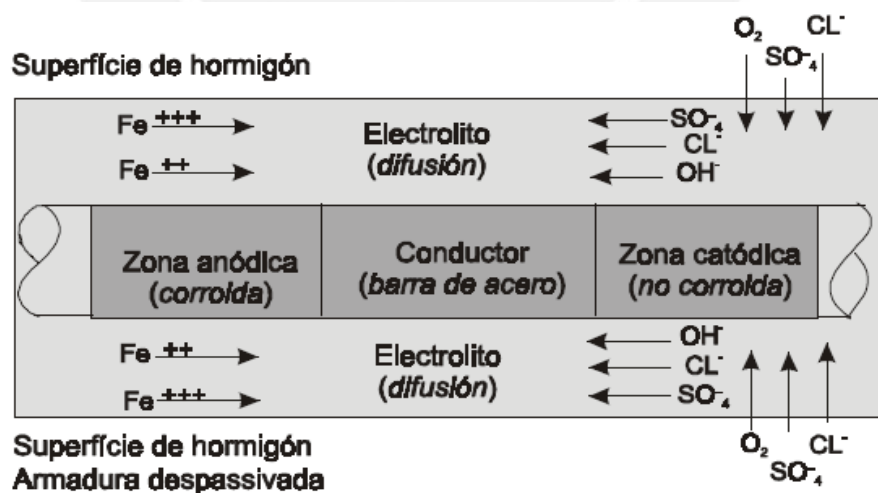


Figura 3. 10 Mecanismo de corrosión en una barra de acero.
Nota: Tomado del libro “Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón”, P. Helene & F. Pereira, 2003.

3.2.3. Causas

Los agentes causantes de los problemas patológicos pueden ser varios: cargas (tipo de uso), variaciones de humedad, variaciones térmicas intrínsecas y extrínsecas al concreto, agentes biológicos, incompatibilidad de materiales, agentes atmosféricos y otros.

En el caso de una fisura en viga por la acción de momentos flectores, el agente causante es la carga (si no hubiera carga, no habría fisura). En el caso de fisuras verticales en vigas pueden ser los agentes causantes tanto las variaciones de humedad - retracción hidráulica por falta de curado como gradientes térmicos resultantes del calor de hidratación del cemento, o movimientos térmicos resultantes de variaciones diarias y anuales de la temperatura ambiente. Evidentemente, a cada causa corresponderá una terapia más adecuada y más duradera.

3.3. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL

3.3.1. Ventajas

A pesar de que se busque cada día proyectar y construir estructuras más durables, es de mucha importancia evaluar su utilidad o funcionalidad a largo plazo. Ante el paso del tiempo y la afectación por parte de agentes externos que repercuten en la estructura y arquitectura del edificio, surge la necesidad de realizar una intervención estructural oportuna para seguir preservando la estructura. La obligación de rehabilitar una edificación no solo por mera necesidad, sino también, entrega una serie de importantes beneficios a tener en consideración:

- Revalorización del inmueble. Incremento del valor económico inicial de la edificación para un alquiler o venta.
- Mejora en la calidad y estética del edificio.
- Ahorro energético que permitirá utilizar menos recursos necesarios para el consumo de luz y calefacción.
- Rediseño de la arquitectura en algunas zonas de la edificación para satisfacción de habitantes inconformes.
- Recuperación y conservación de patrimonios históricos y culturales. Se puede rehabilitar una estructura, salvaguardando la esencia e historia de la misma.

3.3.2. Consecuencias de no intervenir una edificación

Evitar la rehabilitación, sea por motivo de reforzamiento o mantenimiento, es muy perjudicial para el tiempo de vida útil de las estructuras. Las patologías que aparecen en las edificaciones de concreto armado, si no son tratadas a tiempo, terminan por mermar el rendimiento óptimo de su puesta en servicio, y consecuentemente, pone en riesgo la vida de las personas que la habitan. Más aún, en algunas ocasiones debido a la severidad y proporción de

las lesiones en los elementos estructurales, ya no se pueden recuperar y se opta por la demolición. Por lo tanto, como explica la Figura 3.3 sobre la ley de evolución de costos de Sitter, se entiende que una demolición y reconstrucción implica un mayor costo económico para el cliente en comparación con la rehabilitación temprana de una estructura. El idealismo para prolongar el periodo de vida útil de las edificaciones siempre debe ser tomar acciones preventivas, más no correctivas.

En la Figura 3.11 ejemplifica el caso de una estructura deteriorada en el que se adoptaron ciertas medidas para preservarla, sin embargo, con riesgo a perder la originalidad de la misma.



Figura 3. 11 Desmontaje de casonas republicanas en estado de emergencia, ubicadas en Trujillo.
Fuente: Recuperado de las imágenes de casonas en emergencia del Ministerio de Cultura, 2019.

Se observa el evidente estado de deterioro de la fachada de esta casa de arquitectura republicana, ubicada en la ciudad de Trujillo, Perú. El personal de la Dirección Desconcentrada de Cultura (DDC) optó por el desmontaje de las casonas.

CAPÍTULO 4: EJEMPLOS APLICATIVOS DE LOS SISTEMAS DE REFORZAMIENTO

4.1. ADICIÓN DE PLACAS

Un colegio de 3 pisos, el cual se encuentra compuesto por pórticos (columnas de 30x70 cm, 50x30 cm y 30x30 cm - vigas de 30x60 cm), necesita construir un piso adicional para el ambiente bibliotecario. Debido a ello, la edificación presentará un incremento de la carga muerta y viva. Es decir, la losa del 3° piso transmitirá mayores cargas hacia las columnas. Por tanto, el sistema de reforzamiento a usar será la adición de nuevos muros de corte, para mejorar el comportamiento sísmico. (ver Figura 4.1).

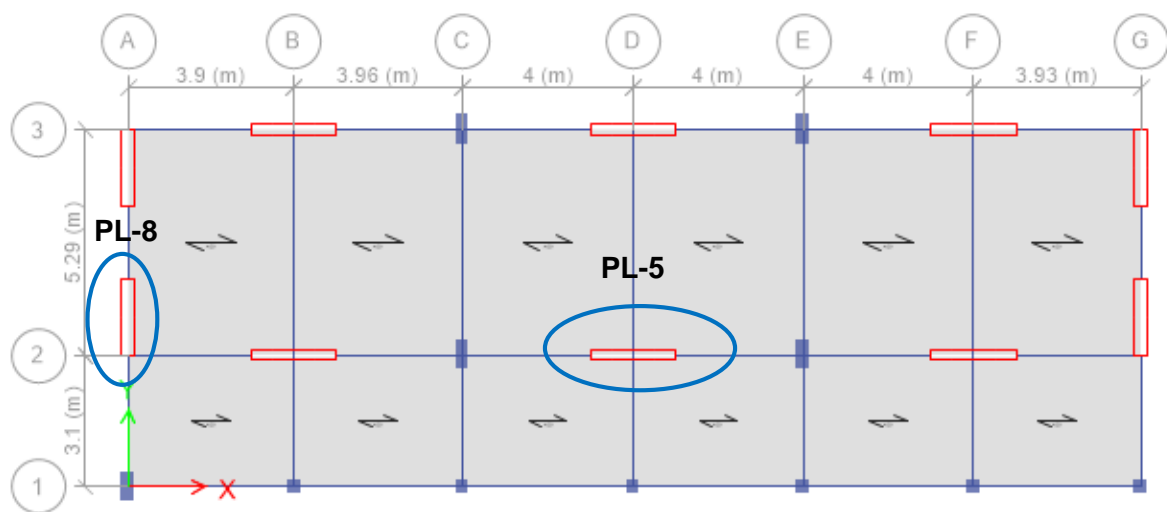


Figura 4.1 Vista en planta del colegio de tres pisos – Ejemplo Adición de placas.
Nota: Tomado del software ETABS, 2019.

A continuación, se mostrará el diseño de la placa PL-05 ubicada en el eje D y eje 2. Las cargas y combinaciones de diseño serán mostradas en las tablas 4.1 y 4.2, las cuales corresponden a las solicitaciones del primer nivel.

Tabla 4.1 Tipos de cargas que corresponden al primer nivel de la edificación.

Tipo de Carga	P(Ton)	V2(Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
Carga Muerta	-65.77	-0.0297	-0.313	-0.151
Carga Viva	-25.43	-0.0187	-0.139	-0.095
SIS xx	0.1453	30.78	0.256	145.39
SIS yy	2.05	3.84	3.495	17.44

Nota: Elaboración propia, 2019.

Tabla 4.2 Combinaciones de cargas obtenidas para ambos ejes en “X” e “Y”.

	Combinaciones	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)
	1.4CM+1.7CV	135.31	-0.68	-0.37	-0.07	-0.42
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	114.16	-0.28	159.62	33.80	-0.26
	1.25(CM+CV)-CS	113.84	-0.85	-160.23	-33.92	-0.45
	0.9CM+CS	59.35	0.00	159.79	33.83	-0.09
	0.9CM-CS	59.04	-0.56	-160.06	-33.88	-0.28
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	116.17	3.14	18.18	33.80	0.88
	1.25(CM+CV)-CS	111.83	-4.27	-18.80	-33.92	-1.59
	0.9CM+CS	61.37	3.42	18.35	33.83	1.06
	0.9CM-CS	57.02	-3.99	-18.63	-33.88	-1.42

Nota: Elaboración propia, 2019.

a) Diseño por flexocompresión

Inicialmente, la longitud de los núcleos confinados se estimó en 10% de la longitud de la placa ($L=2.0\text{m}$). Así, se plantearon núcleos cuyas dimensiones son 25×25 cm. A partir de los resultados se determinaron los diagramas de interacción y se muestra en la Figura 4.2.

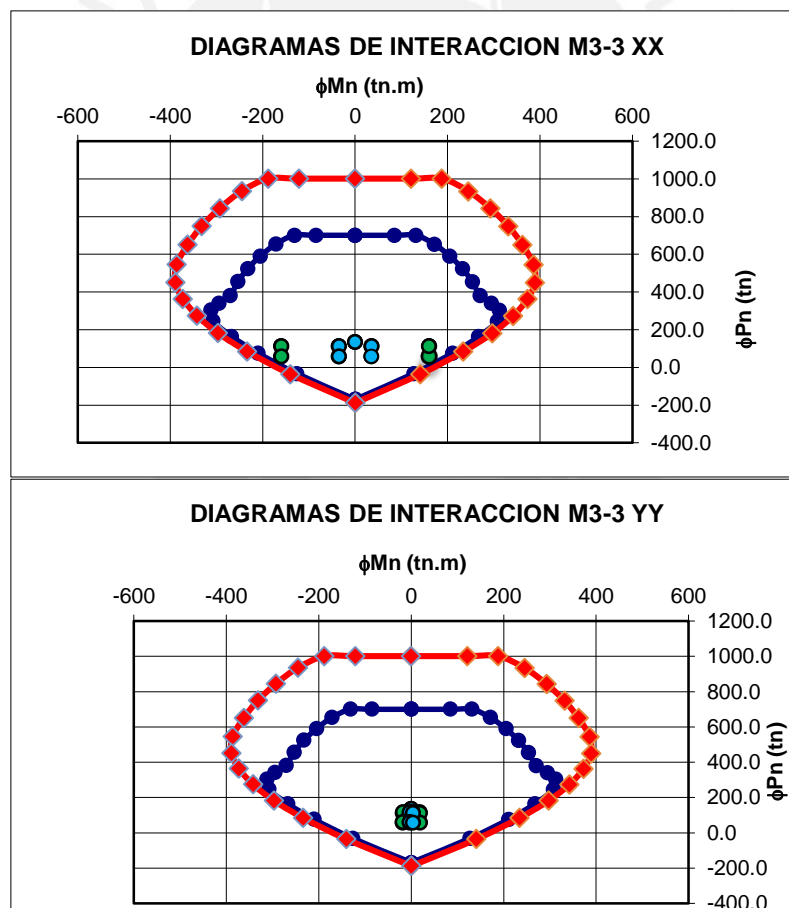


Figura 4. 2 Diagramas de interacción M33 y resistencias requeridas con sismo X-X e Y-Y.

Nota: Elaboración propia, 2019.

Se concluye que se satisfacen los requerimientos del diseño por flexocompresión, ya que los puntos P_u , M_u se encuentran dentro de los diagramas de diseño.

b) Diseño por corte (resistencia)

Este diseño se desarrolla en base al marco normativo presentado en el capítulo 2.3.

- Fuerza cortante última: $V_u = 48.50 \text{ Ton}$
- Resistencia a corte del concreto: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 200 = 26.11 \text{ Ton}$
- Resistencia a corte del acero horizontal: $V_s = \frac{48.5 - 26.11}{0.85} = 26.34 \text{ Ton}$
- Cuantía requerida: $ph = \frac{26110}{4200 \times 200 \times 25} = 0.00124$
- Cuantía mínima: Tenemos que $V_u > \phi V_c / 2$, entonces se consideran las cuantías mínimas: $ph = 0.0025$ y $pv = 0.0025$. Esto equivale a un área de acero de $5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Por tanto, se opta por colocar doble malla horizontal y vertical de $\phi 3/8" @ 0.15 \text{ m}$.

c) Verificación por corte (capacidad)

Para la placa analizada se cumple $M_u \cong \phi M_n$

- Fuerza cortante última por capacidad:

$$V_u d = V_u \frac{M_n}{M_{ua}} = 48.50 \frac{M_n}{\phi M_n}$$

$$V_u d = 48.50 \times 1.43 = 69.36 \text{ Ton}$$

- Resistencia a corte del concreto: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 200 = 26.11 \text{ Ton}$
- Resistencia a corte del acero horizontal: $V_s = \frac{69.36 - 26.11}{0.85} = 50.88 \text{ Ton}$
- Cuantía requerida: $ph = \frac{26110}{4200 \times 200 \times 25} = 0.00124$

Se observa que la cuantía requerida es inferior a la cuantía mínima. Por ende, el acero seleccionado en el diseño por corte antes presentado satisface los requerimientos del diseño por capacidad.

d) Cálculo de la profundidad del eje neutro

La profundidad del eje neutro se determinó a partir de la relación momento curvatura. Para ello fue necesario definir los modelos de comportamiento de los materiales: El concreto se caracterizó a partir del modelo tensión- deformación y el acero se caracterizó a través de un modelo elastoplástico perfecto.

La siguiente expresión determinará la profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varphi} \quad (a)$$

Donde

c Profundidad del eje neutro

ε_{cu} Deformación de rotura del concreto $\varepsilon_{cu} = 0.003$

φ Curvatura (rad/m)

Para la placa analizada el valor de $P_u=135$ Ton produce un valor de curvatura igual a 0.069. Al aplicar la ecuación (a) se obtiene una profundidad del eje neutro igual a 0.04 cm. El cual resulta que el confinamiento propuesto es el adecuado y no necesita ampliar la dimensión de confinamiento.

$$c < lm/600\left(\frac{du}{hm}\right)$$

$$0.04m < \frac{2}{600(0.069)} \rightarrow 0.04m < 0.048m$$

Sobre lo anterior, los aceros concentrados en los extremos se confinaron con estribos de $\emptyset 3/8''$ espaciados cada 15 centímetros. La Figura 4.3 muestra el diseño de la placa PL-5.

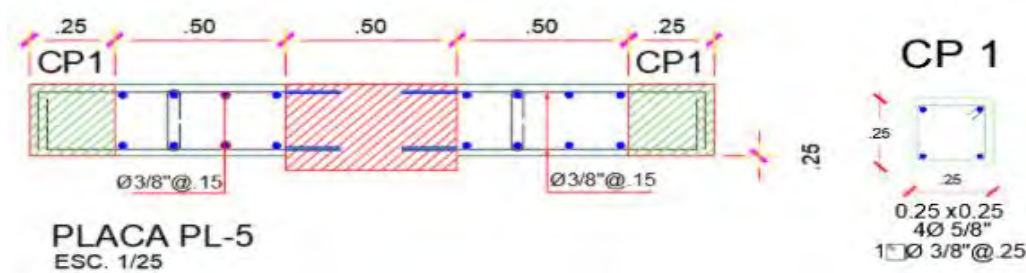


Figura 4. 3 Diseño de la Placa PL-5.
Nota: Elaboración propia, 2019.

4.2. ENCAMISADO EN CONCRETO ARMADO

El segundo nivel de un edificio de 4 pisos será utilizado como biblioteca, por lo que se hará el amueblamiento adecuado de este piso (libros, muebles, estantes, mesas, etc). Esta acción significará un incremento notable de la carga muerta teniendo en cuenta que su uso inicial era de vivienda. Debido al incremento de carga, el ingeniero estructural propuso el reforzamiento de una columna mediante el encamisado en concreto armado. A continuación, en la Figura 4.4, muestra la columna existente a reforzar:

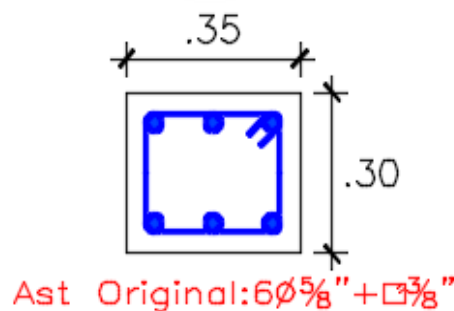


Figura 4. 4 Sección de columna rectangular existente de 0.35x0.30m.
Nota: Elaboración propia, 2020.

La tabla 4.3 presenta los datos generales de la columna en su condición inicial:

Tabla 4. 3 Datos de entrada de columna existente 35x30 cm.

f_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	A_{st} (cm ²)	Recub. d' (cm)
175	4200	6Ø5/8" = 12 cm ²	6

Nota. Fuente: Elaboración propia, 2020.

Para esas dimensiones y propiedades se obtuvo un diagrama de interacción (P_u vs M_u). Asimismo, debido al cambio de uso, se realizó el análisis sísmico y se obtuvo como resultado una carga última nueva (P_u) de 158 ton y un nuevo momento flector último (M_u) de 5.8 ton-m. Ubicando esos puntos en el diagrama de interacciones se observa que se encuentra fuera de la curva, tal como se muestra en la Figura 4.5.



Figura 4. 5 Diagrama de interacción (P_u vs M_u) de columna 0.35x0.30m.

Nota: Elaboración propia, 2019.

a) Diseño por resistencia

A partir de la premisa de la carga de diseño:

$$\phi P_n \geq P_u$$

El factor de reducción ϕ para elementos sometidos a compresión es 0.7. Conociendo que P_u es 158 ton-m, la resistencia nominal deberá ser P_n es 225.72 ton-m.

El encamisado de concreto armado debe soportar como mínimo la mitad de la carga axial nominal (P_n). Para el encamisado se utilizara una nueva resistencia (f'_{cc}) de 210 kg/cm². Con estos datos obtenemos el área de encamisado A_c .

$$\frac{P_n}{2} = 0.85 * f'_{cc} * A_c$$

$$\frac{225.72 * 1000}{2} = 0.85 * 210 * A_c \rightarrow A_c = 632.27 \text{ cm}^2$$

Conociendo un espesor constante “e”, el área de encamisado A_C se representa mediante la Ec. 2.36 citada en el inciso **2.3.2. Encamisado en concreto armado** de la presente tesis:

$$A_C = 4e^2 + 2e(B + D)$$

$$4e^2 + 2e(35 + 30) = 632.27 \rightarrow e = 4.30 \text{ cm}$$

El espesor del encamisado tendrá como mínimo 5 cm por lado. Las dimensiones de la columna encamisada son 45 x 40 cm, por lo que tendría un A_C de 750 cm^2 . Con ese dato podemos calcular el área del refuerzo de toda la columna encamisada:

$$A_C = 45 * 40 - 35 * 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.85 * f'_{cc} * A_C + A_{st} * f_y$$

$$225.72 * 1000 = 0.85 * 210 * 750 + A_{st} * 4200 \rightarrow A_{st \text{ total}} = 21.87 \text{ cm}^2$$

Es necesario comprobar que el área calculada $A_{st \text{ total}}$ sea mayor al área $A_{st \text{ min}}$ de refuerzo de encamisado de acuerdo a la cuantía mínima:

$$\frac{A_{st \text{ min}}}{A_C} = 0.015 \rightarrow A_{st \text{ min}} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ total}} > A_{st \text{ min}} \rightarrow A_{st} = 21.87 \text{ cm}^2$$

La cantidad de refuerzo a colocar en el encamisado “ $A_{st \text{ c}}$ ” será la diferencia entre el refuerzo total calculado para la columna encamisada y el refuerzo de la columna original:

$$A_{st \text{ c}} = 21.87 \text{ cm}^2 - 12 \text{ cm}^2 = 9.87 \text{ cm}^2$$

Con 5 varillas de 5/8” obtenemos un área de 10 cm^2 lo que sería suficiente para cumplir el área requerida. Sin embargo, para obtener una configuración simétrica en la colocación de varillas en la columna encamisada se optará por colocar 8 varillas en total.

$$A_{st \text{ c}} = 8\emptyset 5/8" = 16.00 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a esta nueva configuración de la columna, se realizará la comprobación si las cargas solicitadas se encuentran dentro de la nueva curva del diagrama de interacciones. La columna una vez encamisada tendrá un comportamiento monolítico, por ello, la tabla 4.4 expresa los datos necesarios para obtener el nuevo diagrama de interacciones:

Tabla 4. 4 Datos de salida de columna encamisada 45x40 cm.

$f_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	Recub. d' (cm)
210	4200	$14\emptyset 5/8" = 28 \text{ cm}^2$	6

Nota: Elaboración propia, 2020.

La Figura 4.6 muestra el diagrama de interacciones obtenido:

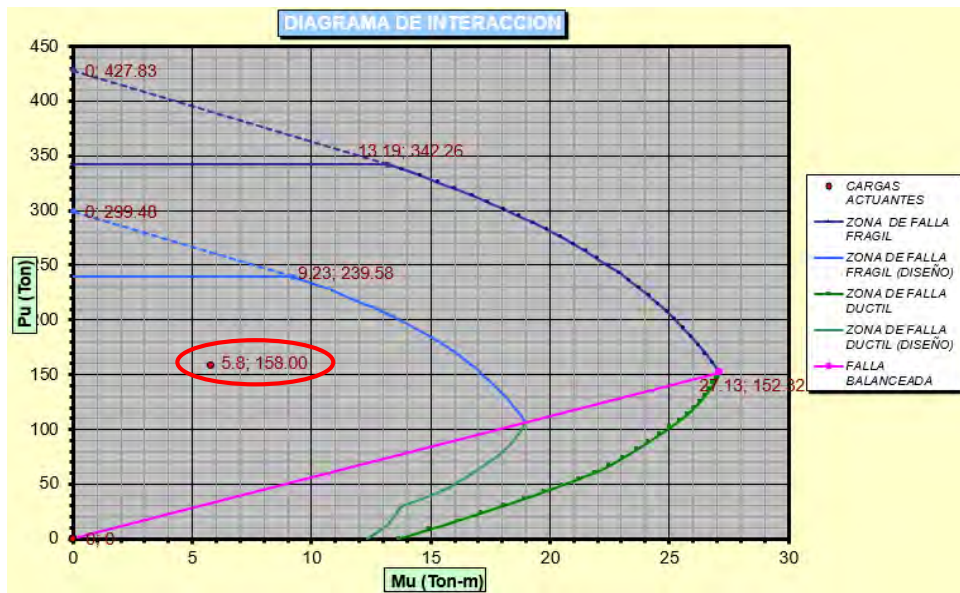


Figura 4. 6 Diagrama de interacciones de columna de 45x40 cm con encamisado.
Nota: Elaboración propia, 2020.

Se observa que las cargas resultantes del análisis dinámico se encuentran dentro del diagrama de interacciones. Por tanto, el diseño es correcto.

b) Diseño por cortante

Al igual que en la columna original, el diámetro del estribo del sistema de encamisado “ \emptyset estribo_c” en la columna será de 3/8”. Por otro parte, según indica la RNE el espaciamiento de los estribos está determinado por el menor de estos 3 valores:

- $S_{max} = 16 * \emptyset_{Longitudinal} \rightarrow S_{max} = 16 * (5/8 * 2.54cm) \rightarrow S_{max} = 25.40 cm$
- $S_{max} = 48 * \emptyset_{estribo} \rightarrow S_{max} = 48 * (3/8 * 2.54cm) \rightarrow S_{max} = 15.24 cm$
- $S_{max} = \text{Menor dimensión transversal de columna} \rightarrow S_{max} = 40 cm$

Por lo tanto, se obtiene la siguiente distribución de estribos:

$$2\emptyset 3/8" @ 5 cm + 2\emptyset 3/8" @ 10 cm + \text{Resto} @ 15cm$$

Finalmente, la Figura 4.7 muestra el detalle de la columna encamisada de concreto:

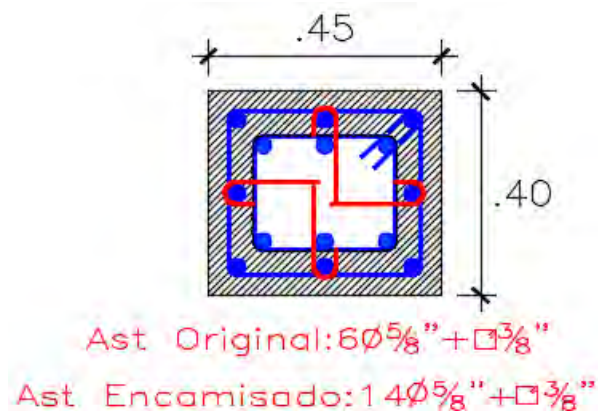


Figura 4. 7 Columna de 45x40 cm con encamisado de concreto armado.
Nota: Elaboración propia, 2020.

4.3. PERFILES METÁLICOS

La Figura 4.8 muestra el esquema en planta de una losa aligerada de 20 cm. El dueño del inmueble pretende alquilar el mismo para el desarrollo de un taller de costura de una institución (sobrecarga de 350 kg/cm^2). El ingeniero estructural luego de revisar las deflexiones de la losa decide reforzarla con un perfil metálico tipo W, en sentido perpendicular a las viguetas de concreto (ver detalle del aligerado en la Figura 4.8 y Figura 4.9).

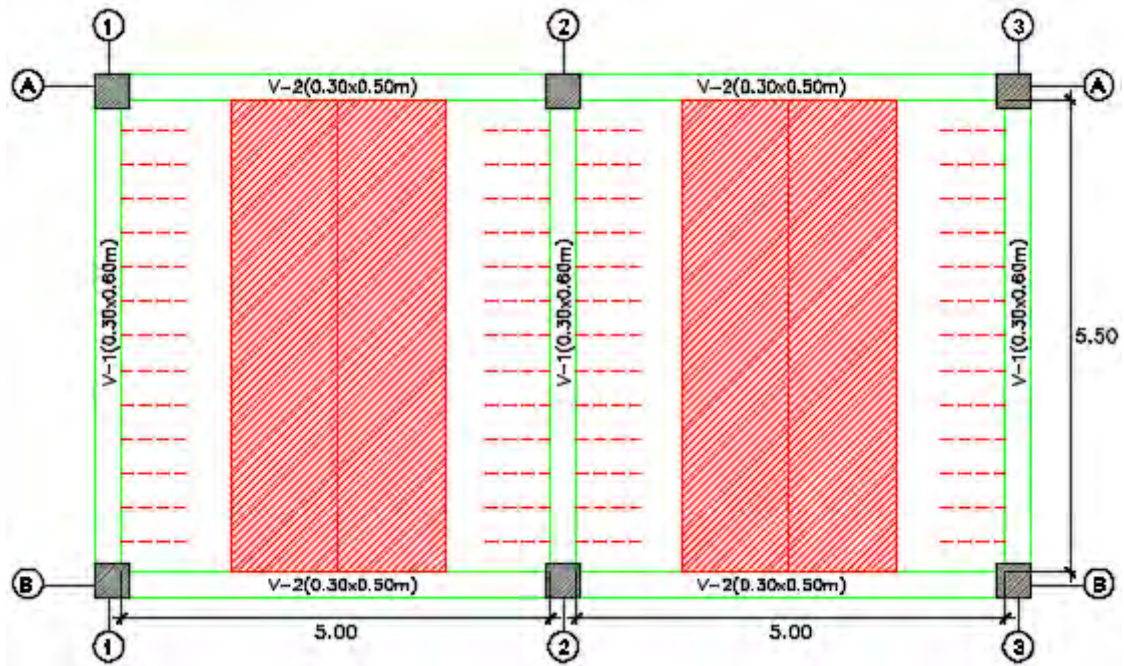


Figura 4. 8 Esquema en planta de una losa aligerada de ($h=20 \text{ cm}$) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.
Nota: Elaboración propia, 2021.

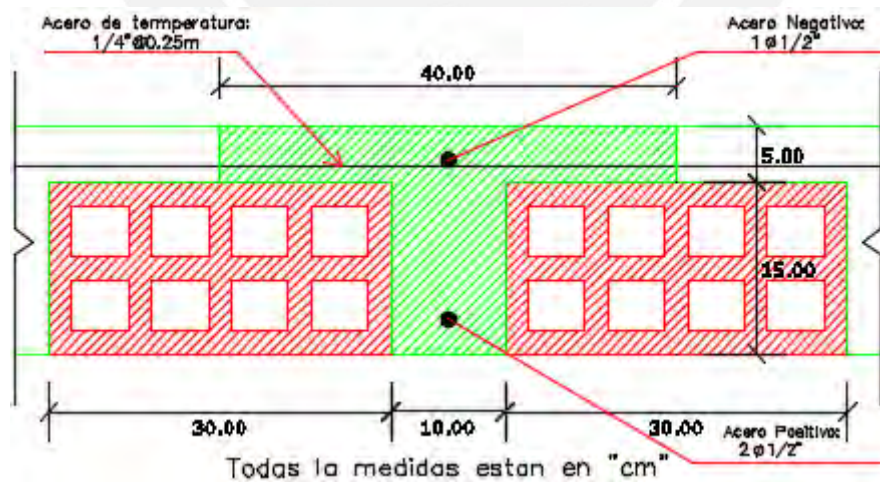


Figura 4. 9 Detalle típico de losa aligerada ($h=20 \text{ cm}$) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.
Nota: Elaboración propia, 2021.

a) Revisión inicial de las deflexiones de la losa aligerada

La tabla 4.5 muestra las cargas, dimensiones y características de la vigueta de concreto:

Tabla 4. 5 Datos de entrada de losa aligerada ($h=20$ cm) – Ejemplo de Perfiles Metálicos.

Peso de losa (ton/m ²)		Piso terminado (ton/m ²)		Sobrecarga s/c (ton/m ²)	
0.300		0.100		0.350	
b_f (cm)	b_w (cm)	h (cm)	h_f (cm)	d' (cm)	L (cm)
40	10	20	5	3	500
A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)
1Ø1/2" = 1.29	2Ø1/2" = 2.58	210	4200	2'000,000	231,722

Nota: Elaboración propia, 2021.

Cálculo de cargas muertas y viva para un ancho tributario de 0.40m (ancho de vigueta):

$$w_D = 0.300 * 0.40 + 0.100 * 0.40 \rightarrow w_D = 0.160 \text{ ton/m}$$

$$w_{LL} = 0.350 * 0.40 \rightarrow w_{LL} = 0.140 \text{ ton/m}$$

Para condición de cargas en servicio:

$$w_s = w_{DL} + w_{LL} \rightarrow w_s = 0.300 \text{ ton/m}$$

$$M_s = 0.300 * \frac{5.00^2}{8} \rightarrow M_s = 0.94 \text{ ton.m}$$

De la Figura 4.9, se puede considerar A_1 , y_{c1} , I_1 y A_2 , y_{c2} , I_2 como los parámetros de las áreas, centroides e inercias del alma y ala de la vigueta, respectivamente. A continuación, se procede al cálculo del centroide y_{cr} y de la inercia I_g de la vigueta:

A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	y_{c1} (cm)	y_{c2} (cm)	I_1 (cm ⁴)	I_2 (cm ⁴)
150	200	7.5	17.5	2812.50	416.67

$$y_{cr} = \frac{A_1 * y_{c1} + A_2 * y_{c2}}{A_1 + A_2} \rightarrow y_{cr} = 13.21 \text{ cm}$$

$$I_g = I_1 + I_2 + A_1 * (y_{cr} - y_{c1})^2 + A_2 * (y_{c2} - y_{cr})^2 \rightarrow I_g = 11,800.6 \text{ cm}^4$$

Calculando el M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_{cr}}, \text{ donde } f_r = 2 * \sqrt{f'_c} \rightarrow f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{29 * 11,800.6}{13.21 * 100000} \rightarrow M_{cr} = 0.26 \text{ ton.m}$$

Como el momento actuante M_a es el momento en servicio M_s , se verifica que este es mayor que el momento de agrietamiento M_{cr} , y por tanto, la inercia efectiva I_{ef} será igual a la inercia transformada agrietada I_{cr} .

Asumiendo que la posición del eje neutro "c" se ubica en el ala:

$$\frac{b * c^2}{2} + (n - 1) * A'_s * (c - d') = n * A_s * (d - c), \text{ donde } n = \frac{E_s}{E_c} \rightarrow n = 8.60$$

$$\frac{40 * c^2}{2} + (8.60 - 1) * 1.29 * (c - 3) = 8.60 * 2.58 * (22 - c)$$

$$c = 3.78 \text{ cm} \leq h_f = 5 \text{ cm (OK)} \dots \text{Se encuentra dentro del ala.}$$

Calculando el I_{cr} :

$$I_{cr} = \frac{1}{3} * b * c^3 + (n - 1) * A'_s * (c - d')^2 + n * A_s * (d - c)^2 \rightarrow I_{cr} = 4,603.86 \text{ cm}^4$$

Calculando el I_{ef} :

$$I_{ef} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) * \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \rightarrow I_{ef} = 4,754.40 \text{ cm}^4$$

La deflexión total Δ_t será calculado por efecto de las deflexiones inmediatas, 100% de carga muerta Δ_{CM} y 100% de la carga viva Δ_{CV} , y deflexión por carga permanente del 30% de carga viva $\Delta_{CV-PERM}$:

$$\Delta_{CM} = \frac{5}{384} * \frac{w_D * L^4}{E_c * I_{ef}} = \frac{5}{384} * \frac{(0.160 * 10) * 500^4}{231,722 * 4,754.40} \rightarrow \Delta_{CM} = 1.18 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV} = \frac{5}{384} * \frac{w_L * L^4}{E_c * I_{ef}} = \frac{5}{384} * \frac{(0.140 * 10) * 500^4}{231,722 * 4,754.40} \rightarrow \Delta_{CV} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV-PERM} = 30\% * \Delta_{CV} \rightarrow \Delta_{CV-PERM} = 0.31 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = \Delta_{CM} + \Delta_{CV} + \Delta_{CV-PERM} \rightarrow \Delta_t = 2.53 \text{ cm}$$

Deflexión límite Δ_{max} :

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{500}{240} \rightarrow \Delta_{max} = 2.08 \text{ cm}$$

Verificación de deflexiones generadas:

$$\Delta_t = 2.53 \text{ cm} > \Delta_{max} = 2.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto, al ser la deflexión total mayor al valor de la deflexión permisible, se opta por reforzar la losa aligerada.

b) Cálculo de resistencias últimas

La zona a reforzar en sentido perpendicular a la dirección de las viguetas tiene una luz libre de 5.50 m o 18.04 ft entre ejes A-B, y tienen un ancho tributario de 2.50m:

$$W_{D1} = 0.30 * 2.50 + 0.10 * 2.50 \rightarrow W_{D1} = 1.000 \text{ ton/m} \equiv 0.671 \text{ kip/ft}$$

Asumiendo un P.P de la viga de 40 lb/ft o 0.060 ton/m:

$$W_{DL} = 1.000 + 0.060 \rightarrow W_{DL} = 1.060 \text{ ton/m} \equiv 0.711 \text{ kip/ft}$$

$$W_{LL} = 0.35 * 2.50 \rightarrow W_{LL} = 0.875 \text{ ton/m} \equiv 0.587 \text{ kip/ft}$$

Para condición de cargas en servicio:

$$W_s = W_{DL} + W_{LL} \rightarrow W_u = 1.935 \text{ ton/m} \equiv 1.298 \text{ kip/ft}$$

Según LRFD:

$$W_u = 1.2 * W_{DL} + 1.6 * W_{LL} \rightarrow W_u = 2.672 \text{ ton/m} \equiv 1.792 \text{ kip/ft}$$

Cálculo de M_u y V_u :

$$M_u = 2.672 * \frac{5.50^2}{8} \rightarrow M_u = 10.10 \text{ ton.m} \equiv 72.90 \text{ kip.ft}$$

$$V_u = \frac{2.672 * 5.50}{2} \rightarrow V_u = 7.35 \text{ ton} \equiv 16.17 \text{ kip}$$

c) Cálculo de resistencias de diseño

Para la viga de acero en condición isostática, la deflexión bajo cargas de servicio se encuentra limitada por la siguiente fórmula:

$$\Delta_s = \frac{5}{384} * \frac{w_s * L^4}{E_s * I_s} \leq \Delta_{max} = \frac{L}{240}, \text{ donde } E_{s\text{-perfil}} = 2.039 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$
$$\frac{5}{384} * \frac{(1.935 * 10) * 550^4}{2.039 * 10^6 * I_s} \leq \frac{550}{240} \rightarrow I_s \geq 4,933 \text{ cm}^4 \cong 119 \text{ in}^4$$

Un perfil W con un I_x mínimo mayor de 119 in^4 cumpliría como primer criterio para la elección del perfil adecuado. Como segundo criterio, se establece que la viga metálica tendrá un soporte lateral continuo en su patín de compresión mediante pernos de anclaje. De esta manera, la longitud no arriostrada L_b será un valor pequeño que permitirá desarrollar un comportamiento plástico en la viga W.

Las incógnitas $L_p, L_r, \phi_b M_p, \phi_b M_r$ y $\phi_v V_n$ se pueden obtener de acuerdo con las ecuaciones establecidas en el acápite **2.3.3. Perfiles metálicos** y, con las dimensiones y características de cada perfil tipo W mostradas en la tablas 1-1 del AISC. No obstante, la Figura 4.10 muestra la tabla 3-2 del AISC, donde las incógnitas descritas anteriormente pueden obtenerse de manera rápida por medio del tipo de perfil W y del valor de Z_x o I_x .

Z_x		Table 3-2 (continued)										$F_y = 50$ ksi	
		W-Shapes Selection by Z_x											
Shape	Z_x	M_{px}/Ω_b	$\phi_b M_{px}$	M_{rx}/Ω_b	$\phi_b M_{rx}$	BF/Ω_b	$\phi_b BF$	L_p	L_r	I_x	V_{rx}/Ω_v	$\phi_v V_{rx}$	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips	
	in. ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in. ⁴	ASD	LRFD	
W18×35	66.5	166	249	101	151	8.14	12.3	4.31	12.3	510	106	159	
W12×45	64.2	160	241	101	151	3.80	5.80	6.89	22.4	348	81.1	122	
W16×36	64.0	160	240	98.7	148	6.24	9.36	5.37	15.2	448	93.8	141	
W14×38	61.5	153	231	95.4	143	5.37	8.20	5.47	16.2	385	87.4	131	
W10×49	60.4	151	227	95.4	143	2.46	3.71	8.97	31.6	272	68.0	102	
W8×58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.55	7.42	41.6	228	89.3	134	
W12×40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.54	6.85	21.1	307	70.2	105	
W10×45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106	
W14×34	54.6	136	205	84.9	128	5.01	7.55	5.40	15.6	340	79.8	120	
W16×31	54.0	135	203	82.4	124	6.86	10.3	4.13	11.8	375	87.5	131	
W12×35	51.2	128	192	79.6	120	4.34	6.45	5.44	16.6	285	75.0	113	
W8×48	49.0	122	184	75.4	113	1.67	2.55	7.35	35.2	184	68.0	102	
W14×30	47.3	118	177	73.4	110	4.63	6.95	5.26	14.9	291	74.5	112	
W10×39	46.8	117	176	73.5	111	2.53	3.78	6.99	24.2	209	62.5	93.7	
W16×26 ^v	44.2	110	166	67.1	101	5.93	8.98	3.96	11.2	301	70.5	106	
W12×30	43.1	108	162	67.4	101	3.97	5.96	5.37	15.6	238	64.0	95.9	
W14×26	40.2	100	151	61.7	92.7	5.33	8.11	3.81	11.0	245	70.9	106	
W8×40	39.8	99.3	149	62.0	93.2	1.64	2.46	7.21	29.9	146	59.4	89.1	
W10×33	38.8	96.8	146	61.1	91.9	2.39	3.62	6.85	21.8	171	56.4	84.7	
W12×26	37.2	92.8	140	58.3	87.7	3.61	5.46	5.33	14.9	204	56.1	84.2	
W10×30	36.6	91.3	137	56.6	85.1	3.08	4.61	4.84	16.1	170	63.0	94.5	
W8×35	34.7	86.6	130	54.5	81.9	1.62	2.43	7.17	27.0	127	50.3	75.5	

Figura 4.10 Tabla 3-2 para la selección de perfiles W de acuerdo al valor de Z_{xx} .
Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

El perfil W8x40 resulto el más idóneo, porque cuenta con un I_x de 146 in^4 . Cabe acotar, que el perfil W8x35 también hubiese cumplido con lo solicitado. Sin embargo, se pretende contar con mayor holgura entre la deflexión calculada y el valor límite. Por consiguiente, se escogió el perfil W8x40 por contar con una mayor inercia.

La Figura 4.11 muestra los valores de L_p , L_r , $\phi_b M_p$, $\phi_b M_r$ del perfil W8x40 en la gráfica de la resistencia de diseño a flexión $\phi_b M_n$ en relación a L_b .

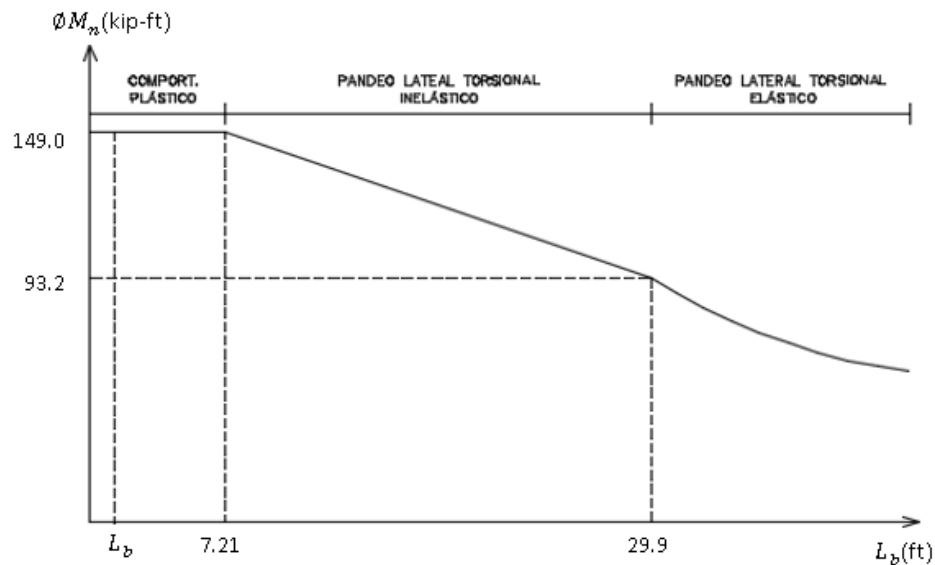


Figura 4. 11 Gráfico de resistencia de diseño a flexión vs. longitud no arriostrada para perfil W8x40.
Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, el perfil desarrollará un comportamiento plástico:

$$\phi_b M_n = 149 \text{ kip.ft} \gg M_u = 72.90 \text{ kip.ft} \dots (\text{OK})$$

Para cortante:

$$\phi_v V_n = 89.10 \text{ kip} \gg 16.17 \text{ kip} \dots (\text{OK})$$

d) Verificación de compacidad del perfil W

Generalmente la gran mayoría de perfiles W son compactos a excepción de algunos, por ello, se verificará si el perfil W es compacto tanto en el ala como en el patín. Si una de las dos zonas no es compacta implica la revisión del pandeo local dependiendo del caso. Los datos necesarios se obtienen de la Figura 4.12 de la tabla 1-1 del manual del AISC:

Table 1-1 (continued) W-Shapes Properties														
Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
			in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
49	5.02	15.0	194	42.2	2.64	49.0	60.0	15.0	2.08	22.0	2.25	7.02	1.06	924
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.60	1.12	726

Figura 4. 12 Tabla 1-1 de las propiedades de perfiles tipo W8-W4.
Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

Conociendo que el E_s y F_y del perfil W son 29,000 ksi y 50 ksi, respectivamente:

Para el patín:

$$\lambda_{patin} = \frac{b}{2t_f} = 7.21 < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 9.15 \text{ (OK)}$$

Para el alma:

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} = 17.6 < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 90.55 \text{ (OK)}$$

Por lo tanto, el perfil es compacto y solo desarrollará el efecto del pandeo flexional.

e) Verificación de deflexiones finales

Para el perfil seleccionado W8x40 se calculan las deflexiones finales:

$$\Delta_{perfil-DL} = \frac{5}{384} * \frac{w_D * L^4}{E_s * I_s} = \frac{5}{384} * \frac{(1.060 * 10) * 550^4}{(2.039 * 10^6) * (146 * 2.54^4)} \rightarrow \Delta_{perfil-DL} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perfil-LL} = \frac{5}{384} * \frac{w_L * L^4}{E_s * I_s} = \frac{5}{384} * \frac{(0.875 * 10) * 550^4}{(2.039 * 10^6) * (146 * 2.54^4)} \rightarrow \Delta_{perfil-LL} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perfil-CV PERM.} = 0.3 * \Delta_{perfil-LL} \rightarrow \Delta_{perfil-CV PERM.} = 0.25 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total-perfil} = \Delta_{perfil-DL} + \Delta_{perfil-LL} + \Delta_{perfil-CV PERM.} \leq \Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{550}{240}$$

$$\Delta_{total-perfil} = 2.11 \text{ cm} \leq \Delta_{max} = 2.29 \text{ cm} \dots \text{ (OK)}$$

En adición, también se verifica que la deflexión de la viga de acero resulta menor que la deflexión máxima que se obtuvo en la losa aligerada de 2.53 cm.

f) Diseño de conexiones: ángulos y pernos

Las resistencias de diseño deben superar a la resistencia a cortante última P_{uv} de 7.35 ton.

Asimismo, considerar los siguientes datos previos presentados en las tablas 4.6 y 4.7:

Tabla 4. 6 Datos de entrada de pernos de anclaje – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Tipo de perno	Diámetro de perno d_p	Área de perno A_p (cm ²)	Esfuerzo nominal de corte F_{nv} (kg/cm ²)	Esfuerzo nominal de tracción F_{nt} (kg/cm ²)	Número de filas de pernos N_{fp}	Número de columnas de pernos N_{cp}
A325-N	5/8"=1.59cm	1.98	3,800	6,320	2	2

Nota: Elaboración propia, 2021.

Tabla 4. 7 Datos de entrada de plancha metálica y ángulo – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Material	Tipo de acero	Espesor t	Esfuerzo de fluencia F_y (kg/cm ²)	Esfuerzo de fractura F_u (kg/cm ²)	Factor de corte diferido U
Plancha	A36	6mm=0.6cm	2,530	4,080	1
Ángulo 2L	A36	3/16"=0.476cm	2,530	4,080	1

Nota: Elaboración propia, 2021.

i) Dimensiones de plancha y ángulo

A partir de los datos de entrada mostrados anteriormente y de las fórmulas correspondientes del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, en la sección correspondiente a “Dimensionamiento de plancha metálica o ángulo”, se obtuvieron las dimensiones de la plancha metálica y el ángulo, y los resultados se brindan en las tablas 4.8 y 4.9:

Tabla 4. 8 Dimensionamiento de plancha metálica – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Dimensiones de Plancha	Min	Max	Establecido	Cumple?
Distancia al borde vertical: L_v (cm)	2.22	7.2	7.0	OK
Distancia al borde horizontal: L_h (cm)	2.22	7.2	7.0	OK
Separación entre pernos: S (cm)	4.77	14.4	9.0	OK
Largo de Plancha: L (cm)	23			
Ancho de Plancha: B (cm)	23			

Nota: Elaboración propia, 2021.

Tabla 4. 9 Dimensionamiento de ángulo – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Dimensiones de ángulo	Min	Max	Establecido	Cumple?
Distancia al borde vertical: L_v (cm)	2.22	7.2	2.65	OK
Distancia al borde horizontal: L_h (cm)	2.22	7.2	3.58	OK
Separación entre pernos: S (cm)	4.77	11.43	9.0	OK
Largo de Plancha: L (cm)	14.3			
Ancho de Plancha: B (cm)	7.62			

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por consiguiente, se considera una plancha metálica de 230x230x6 mm y un ángulo 2L de 3"x3"x3/16".

ii) Resistencia a corte de los pernos

Los datos de entrada de la tabla 4.6 y la ecuación Ec. 2.28 correspondiente al acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, permite elaborar la tabla 4.10 para el cálculo de la resistencia de corte en los pernos según el grupo de conexiones.

Tabla 4. 10 Resistencia a corte en los pernos – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Conexión	N_p	F_{nv} (kg/cm ²)	A_p (cm ²)	ϕR_n (ton)
Viga de concreto/Plancha Metálica/ Ángulo 2L	4	3,800	1.98	22.57
Viga W/Ángulo 2L	4	3,800	1.98	22.57

Nota: Elaboración propia, 2021.

Para el grupo de conexión viga W/ángulo 2L, materialmente dos pernos son los que atraviesan el alma de la viga. Sin embargo, la aportación en número es el doble, es decir 4, porque el ángulo 2L es perforado en sus dos caras paralelas al alma de la viga W.

Por lo tanto, se utilizará 4 pernos de 5/8” para conectar la viga de concreto-plancha metálica y ángulo; 2 pernos de 5/8” para la conexión de ángulo 2L y la viga W8x40.

iii) Resistencia de bloque de corte: tracción en ángulo 2L

Teniendo en consideración los datos de entrada, la ecuación Ec. 2.31 y sus ecuaciones auxiliares del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, se obtienen los siguientes resultados presentados en la tabla 4.11:

Tabla 4. 11 Resistencia del bloque de corte en ángulo 2L – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Material	A_{gv} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	A_{nt} (cm ²)	ϕR_{n1} (ton)	ϕR_{n2} (ton)	ϕR_{n-min} (ton)
Ángulo 2L	5.55	4.30	3.45	18.46	16.88	16.88

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, la resistencia más crítica que gobierna el diseño es de 16.88 ton.

iv) Resistencia al aplastamiento y desgarramiento en borde de perforación de pernos

Teniendo en consideración los datos de entrada y las ecuaciones Ec. 2.32, Ec. 2.33 y Ec. 2.34 del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, se obtuvieron los siguientes resultados plasmados en la tabla 4.12:

Tabla 4. 12 Resistencia al aplastamiento y desgarramiento en ángulo 2L – Ejemplo Perfiles Metálicos.

Material	t (cm)	l_c (cm)	F_u (kg/cm ²)	P_u/N_p (ton)	ϕR_n (ton) Aplastamiento	ϕR_n (ton) Desgarramiento
Ángulo 2L	0.476	1.775	4,080	1.84	5.56	3.10

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, la capacidad para efectos de desgarramiento gobierna el diseño con 3.10 ton (más crítico), superando la demanda de 1.84 ton.

g) Procedimiento de montaje

- i) Realizar 4 perforaciones espaciadas a 1.60 m por debajo de la losa aligerada, teniendo que coincidir los orificios con el alma de las viguetas de concreto. Del mismo modo, realizar las mismas perforaciones en el patín de compresión de la viga metálica W 8x40. También, efectuar 4 perforaciones en la viga 30x50cm, tomando en consideración la ubicación de los aceros de refuerzo mediante la ayuda de un detector de materiales.
- ii) En la plancha metálica de 230x230x6mm ejecutar 4 perforaciones. De igual forma, en los ángulos 2L 3"x3"x3/16" realizar 6 perforaciones, 4 en las caras paralelas con la plancha, y 2 en las caras perpendiculares a la plancha.
- iii) Conectar la plancha metálica con la viga W 8x40 mediante una soldadura tipo filete en las alas y el alma. Luego, montar la viga W debajo de la losa y posicionar los ángulos encima de la plancha.
- iv) Proceder a colocar los pernos de anclaje de 5/8" entre la viga de concreto, la plancha metálica y ángulos, previamente rellenando las perforaciones en la viga de concreto armado con epóxico Sika AnchorFix -3001. Asimismo, para la sujeción viga metálica W y los ángulos se colocarán 2 pernos de anclaje a través del alma.
- v) Emplear tapas de retención en las perforaciones sobre cabeza de la losa aligerada para ser rellenadas con epóxico Sika AnchorFix -3001. Finalmente, colocar los pernos de anclaje a través de los orificios en la viga metálica W y asegurarlos.

Las siguientes Figuras, 4.13 y 4.14, muestran el detalle de anclaje de la losa aligerada y del perfil metálico escogido, desde diferentes perspectivas:

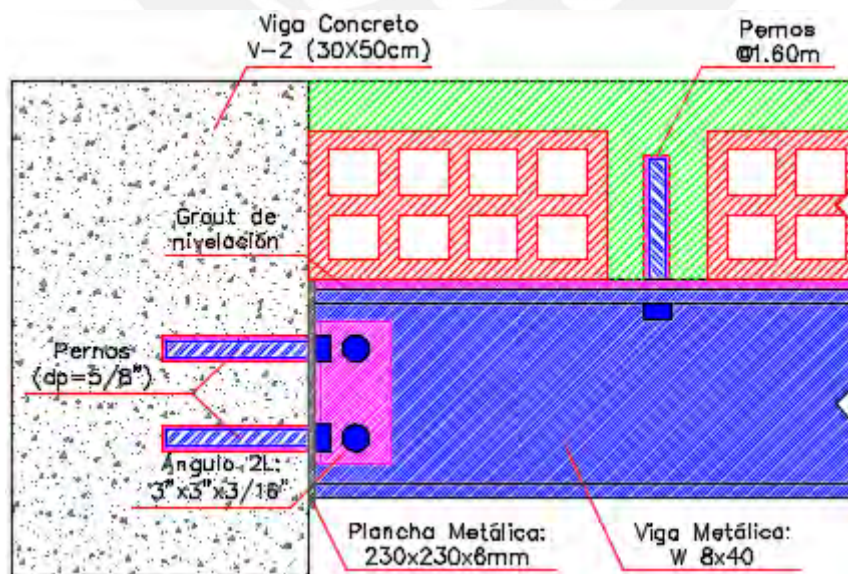


Figura 4. 13 Vista en elevación de conexión de viga W 8x40 en viga de concreto armado.

Nota: Elaboración propia, 2021.

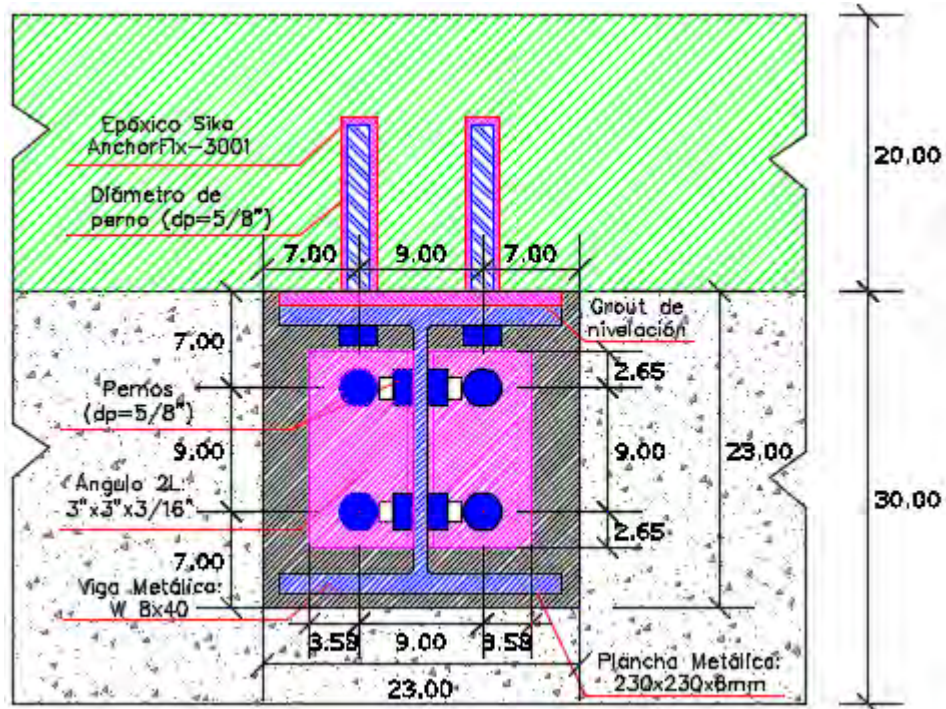


Figura 4. 14 Detalle de conexión viga W 8x40 sobre viga de concreto armado.
Nota: Elaboración propia, 2021.

4.4. ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO

Un colegio de cuatro pisos, el cual está compuesto por pórticos con columnas de secciones: 30x30 cm, 50x30 cm, 30x70 cm, y vigas de 25x50 cm, necesita construir un piso adicional para el ambiente bibliotecario (corredores y escaleras). Debido a ello, la edificación presentará un incremento de la carga muerta y viva, ya que la losa del 3° piso transmitirá mayores cargas hacia las columnas. Las Figuras 4.15 y 4.16 muestran la estructura de cuatro pisos en 2 y 3 dimensiones:

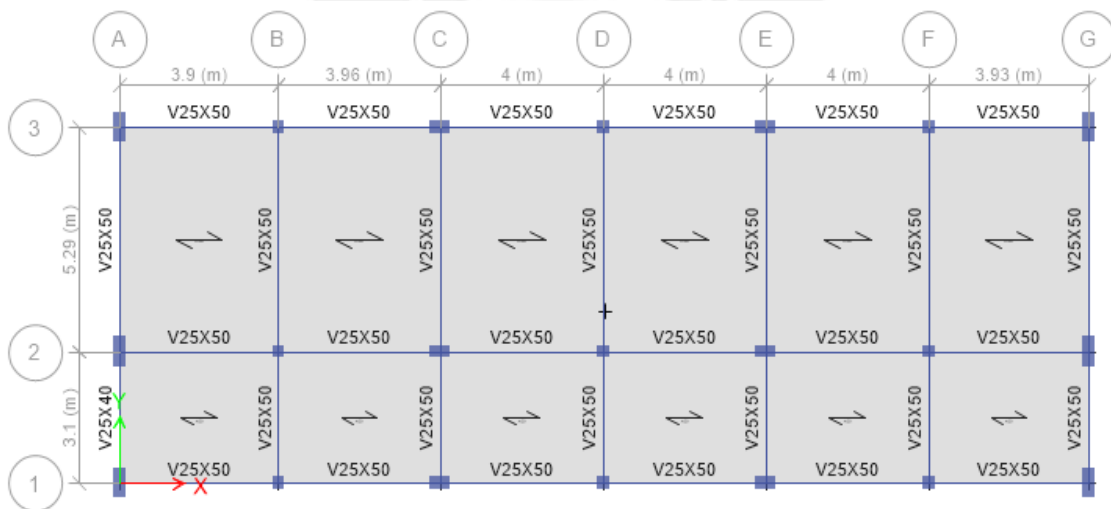


Figura 4. 15 Vista de planta típica de colegio de cuatro pisos – Ejemplo Arriostramiento metálico.
Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

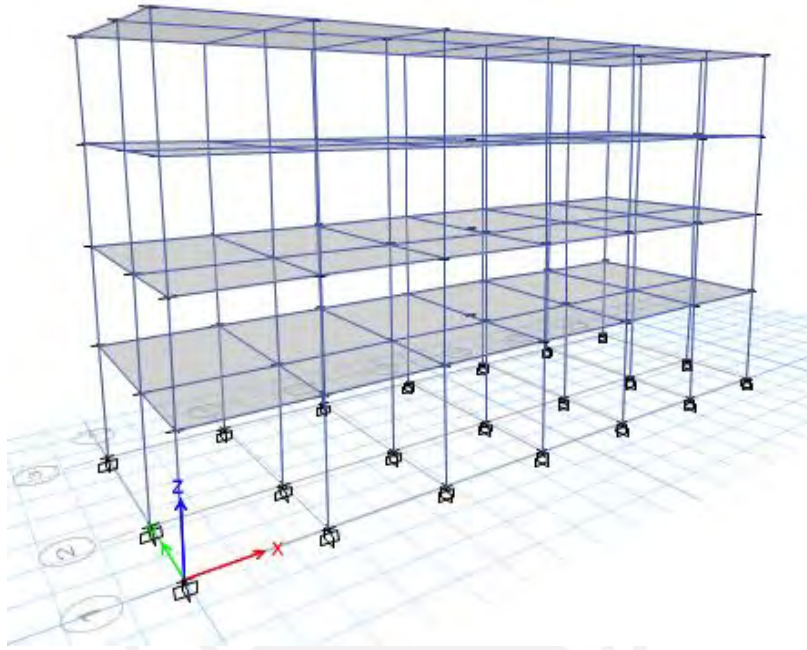


Figura 4. 16 Vista en 3D de la edificación de cuatro pisos – Ejemplo Arriostramiento metálico.
Nota: Tomado de software ETABS, 2020.

El siguiente cuadro expone las cargas que serán asignadas a las losas en cada nivel según las nuevas solicitaciones (sin incluir 300 kgf/m² de peso propio para una losa de 20 cm):

Tabla 4. 13 Características de las cargas vivas y muertas en la losa.

Nivel	Carga Muerta (kgf/m ²)	Carga Viva (kgf/m ²)
Piso 4	100	100
Piso 3	100	400
Piso 2	100	250
Piso 1	100	250

Nota: Elaboración propia, 2020.

Luego de realizar los análisis estáticos y dinámicos, el modelo arrojó las siguientes derivas, presentadas en la siguiente tabla 4.14:

Tabla 4. 14 Derivas por piso de la estructura sin arriostres, en unidades de %.

Nivel	Altura(m)	Localización	Derivas X	Derivas Y
Piso 4	13.20	Parte Sup.	3.00	5.34
Piso 3	10.05	Parte Sup.	6.12	8.75
Piso 2	6.90	Parte Sup.	8.57	11.21
Piso 1	3.75	Parte Sup.	8.84	8.82

Nota: Elaboración propia, 2020.

Evidentemente, las derivas en ambas direcciones superan el límite de 7%, establecido por la norma E030 para estructuras de concreto armado. Los ingenieros a cargo del proyecto

decidieron reforzar la estructura con arriostres metálicos para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura.

Para fines comparativos, se desarrollarán dos sistemas de arriostramiento tipo chevron (en forma “V” invertida) y tipo cruz (en forma de “X”). Para el primero se expondrá el diseño paso a paso en la presente tesis, mientras que del segundo se mostrarán los resultados finales en una tabla.

Luego de distribuir los arriostres metálicos convenientemente, y establecer las combinaciones de cargas correspondientes, se obtuvo los siguientes diagramas de fuerza axial, tal como se muestra en las Figuras 4.17 y 4.18 para el caso de la envolvente.

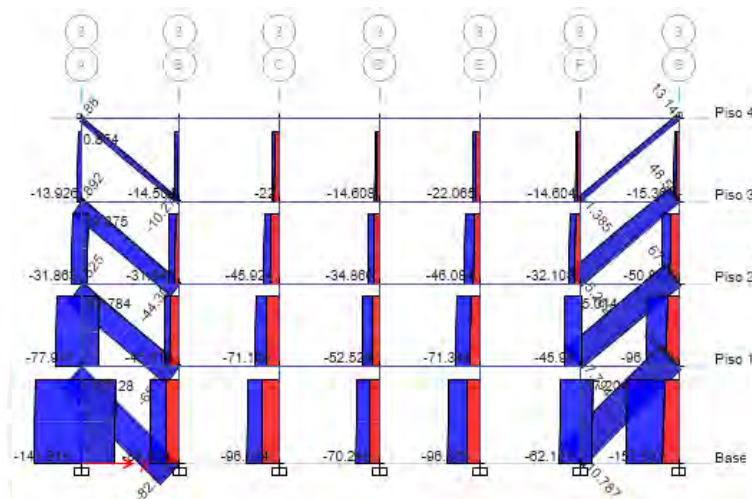


Figura 4. 17 Diagrama de fuerza axial, caso envolvente, para pórticos en la dirección X.
Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

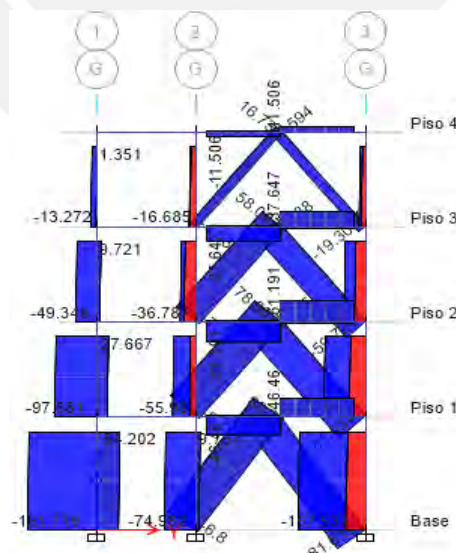


Figura 4. 18 Diagrama de fuerza axial, caso envolvente, para pórticos en la dirección Y.
Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

Como se observa de las Figuras 4.16 y 4.17, tanto en la dirección X como Y, los arriostres que soportan mayor carga axial se encuentran en el primer piso. Asimismo, las Figuras 4.19 y 4.20, presentan los diagramas de fuerzas axiales con mayor claridad para ambas direcciones.

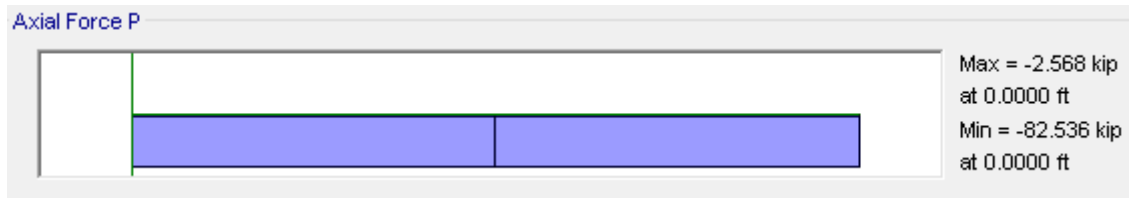


Figura 4. 19 Diagrama de fuerza axial del arriostre diagonal en el primer piso en la dirección X.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

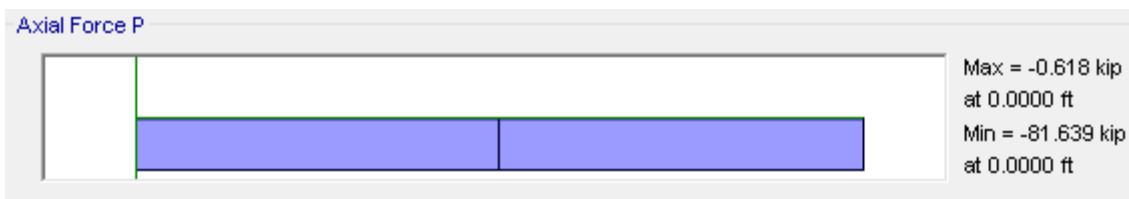


Figura 4. 20 Diagrama de fuerza axial del arriostre diagonal en el primer piso en la dirección Y.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

Preliminarmente, se escogió los perfiles que soportan mayor carga a compresión, pero se puede apreciar de las Figuras 4.19 y 4.20, que los valores de sus resistencias últimas son relativamente cercanos. Por lo tanto, se puede uniformizar el diseño de los arriostres, en ambas direcciones, para los tres primeros pisos, y para el cuarto nivel, se optará por seleccionar el perfil que cumpla con los requerimientos solicitados (diseño a compresión y tracción).

a) Diseño a compresión

A partir de la tabla señalada en el acápite 2.3.4. **Arriostramiento metálico**, para la condición dada por los extremos del miembro arriostrado, el valor del parámetro K es 1. Del mismo modo, ensayando el perfil tubular cuadrado HSS 6"x6"x3/16" de fluencia 46 ksi (tipo de acero A500 Grado B), y con las resistencias últimas a compresión, se inicia la iteración para encontrar el perfil correcto que cumpla con el requerimiento establecido en ambas direcciones. Los datos de entrada son los siguientes:

Tabla 4. 15 Datos obtenidos del ETABS para obtener el perfil correcto a los pisos 1 -3.

Nivel	Dirección	P_u (kip)	L (ft)	K	KL	Perfil
Piso 1-Piso 3	X	82.54	17.75	1	17.75	HSS 6"x6"x3/16"
Piso 1-Piso 3	Y	81.64	15.06	1	15.06	HSS 6"x6"x3/16"

Nota: Elaboración propia, 2020.

Calculando el parámetro KL :

$$KL = 1 * 17.75ft = 17.75ft$$

Para el tipo de perfil HSS 6"x"x3/16" y $KL = 17.75ft$, se puede obtener la resistencia a compresión axial a partir de la Figura 4.21 (Tabla 4-4 del AISC). Los rectángulos azul y rojo señalan las resistencias de diseño para las direcciones X e Y, respectivamente.

Shape		HSS6×6×											
		3/8		5/16		1/4		3/16		1/8 ^c			
f_{design} in.		0.349		0.291		0.233		0.174		0.116			
lb/ft		27.5		23.3		19.0		14.5		9.86			
Design		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
r _y to least radius of gyration	0	209	314	177	266	144	217	110	165	59.6	89.6		
	6	195	293	166	249	135	204	103	155	57.8	86.8		
	7	191	286	162	244	132	199	101	151	57.1	85.8		
	8	185	279	158	237	129	194	98.2	148	56.3	84.6		
	9	180	270	153	230	125	188	95.3	143	55.4	83.3		
	10	173	260	148	222	121	182	92.3	139	54.4	81.8		
	11	167	250	142	214	117	175	89.0	134	53.3	80.1		
	12	160	240	136	205	112	168	85.5	129	52.1	78.3		
	13	152	229	130	196	107	161	81.9	123	50.7	76.2		
	14	145	218	124	187	102	153	78.2	118	49.3	74.0		
15	137	206	118	177	96.9	146	74.4	112	47.7	71.6			
16	130	195	111	167	91.8	138	70.5	106	46.0	69.1			
17	122	183	105	158	86.6	130	66.6	100	44.1	66.3			
18	114	172	98.4	148	81.4	122	62.7	94.2	42.2	63.4			

Figura 4. 21 Tabla 4-4 de resistencia en compresión axial para miembros de acero de forma HSS6.
Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

Para el cálculo de $\phi_c P_n$, en ambas direcciones, se realizará una interpolación lineal:

<p><u>Piso 1-Piso 3/Dirección X:</u></p> $\phi_c P_n = 100 + \left(\frac{100 - 94.20}{17 - 18} \right) * (17.75 - 17)$ $\phi_c P_n = 95.65 \text{ kip} > P_u = 82.54 \text{ kip (OK)}$	<p><u>Piso 1-Piso 3/Dirección Y:</u></p> $\phi_c P_n = 100 + \left(\frac{112 - 106}{15 - 16} \right) * (15.06 - 15)$ $\phi_c P_n = 111.64 \text{ kip} > P_u = 81.64 \text{ kip (OK)}$
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Por lo tanto, el perfil escogido **HSS 6"x6"x3/16"** de sección cuadrada tubular, es satisfactorio para los miembros arriostrados diagonalmente en las direcciones X e Y.

Para los miembros arriostrados en el cuarto piso se optimizará el diseño. Las resistencias a compresión más críticas en el último nivel se encontraron en el pórtico 1 para la dirección X, y en el pórtico G para la dirección Y. A continuación, se muestran las Figuras 4.22 y 4.23, correspondiente a lo descrito.

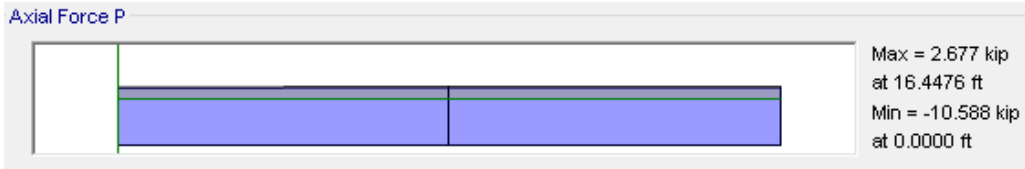


Figura 4. 22 Diagrama de fuerza axial del arriostamiento diagonal en el piso 4, en la dirección X.
Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

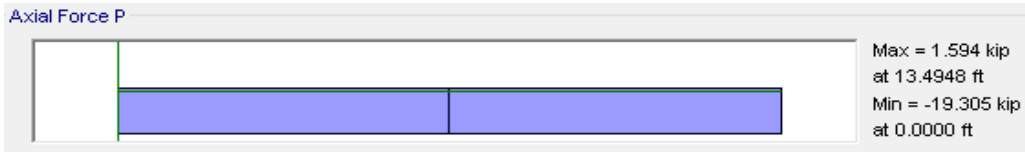


Figura 4. 23 Diagrama de fuerza axial del arriostamiento diagonal en el piso 4, en la dirección Y.
Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

A partir de las resistencias últimas y de las dimensiones de los arriostres se tienen los siguientes datos de entrada, presentados en la tabla 4.16:

Tabla 4. 16 Datos obtenidos del ETABS para obtener el perfil correcto del piso 4.

Nivel	Dirección	P_u (kip)	L(ft)	K	KL	Perfil
Piso 4	X	10.59	16.45	1	16.45	HSS 4"x4"x1/8"
Piso 4	Y	19.31	13.50	1	13.50	HSS 4"x4"x1/8"

Nota: Elaboración propia, 2020.

Ingresar a la Tabla 4-4 del AISC (ver Figura 4.24), con el perfil escogido y el valor de KL:

Shape		HSS4x4x											
		$\frac{3}{8}$		$\frac{7}{16}$		$\frac{1}{4}$		$\frac{3}{16}$		$\frac{1}{8}$			
t_{design} , in.		0.349		0.291		0.233		0.174		0.116			
lb/ft		17.3		14.8		12.2		9.42		6.46			
Design		P_n/Ω_c		$\phi_t P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_t P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_t P_n$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
0		132	198	113	170	92.8	140	71.1	107	48.8	73.3		
1		131	197	112	169	92.4	139	70.8	106	48.6	73.0		
2		129	194	111	167	91.3	137	69.9	105	48.0	72.1		
3		126	190	109	163	89.4	134	68.5	103	47.1	70.8		
4		123	184	105	158	86.8	130	66.6	100	45.8	68.9		
5		118	177	101	152	83.6	126	64.2	96.6	44.2	66.5		
6		112	168	96.5	145	79.8	120	61.5	92.4	42.4	63.7		
7		106	159	91.2	137	75.6	114	58.3	87.7	40.3	60.8		
8		98.8	149	85.4	128	71.0	107	54.9	82.5	38.0	57.2		
9		91.6	138	79.3	119	66.1	99.3	51.3	77.1	35.6	53.5		
10		84.1	126	73.0	110	61.0	91.7	47.5	71.4	33.1	49.7		
11		76.5	115	66.6	100	55.9	84.0	43.6	65.6	30.5	45.8		
12		69.0	104	60.3	90.6	50.8	76.3	39.8	59.8	27.9	41.9		
13		61.7	92.8	54.0	81.2	45.7	68.7	36.0	54.0	25.3	38.0		
14		54.7	82.2	48.0	72.2	40.8	61.3	32.2	48.5	22.8	34.3		
15		47.9	72.0	42.2	63.5	36.1	54.5	28.7	43.1	20.4	30.6		
16		42.1	63.3	37.1	55.8	31.7	47.7	25.3	38.0	18.0	27.1		
17		37.3	56.1	32.9	49.4	28.1	42.3	22.4	33.6	16.0	24.0		

Figura 4. 24 Tabla 4-4 de resistencia en compresión axial para miembros de acero de forma HSS4.
Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

Para el cálculo de $\phi_c P_n$, en ambas direcciones, se realizará una interpolación lineal:

Piso 4/Dirección X:	Piso 4/Dirección Y:
$\phi_c P_n = 27.1 + \left(\frac{27.1 - 24.0}{16 - 17} \right) * (16.45 - 16)$	$\phi_c P_n = 38.0 + \left(\frac{38.0 - 34.3}{13 - 14} \right) * (13.5 - 13)$
$\phi_c P_n = 25.71 \text{ kip} > P_u = 10.59 \text{ kip (OK)}$	$\phi_c P_n = 36.15 \text{ kip} > P_u = 19.31 \text{ kip (OK)}$

A su vez, mediante la tabla 4.17 se verificará que los perfiles seleccionados se encuentran bajo el estado límite de pandeo flexional:

Tabla 4. 17 Verificación de relación ancho-espesor de perfiles vs ratio límite λ_r .

Tipo de Perfil	b/t	Ratio límite λ_r	b/t < λ_r ?
HSS 6"x6"x3/16"	31.5	$1.40 \sqrt{E/F_y} = 35.15$	OK
HSS 4"x4"x1/8"	31.5	$1.40 \sqrt{E/F_y} = 35.15$	OK

Nota: Elaboración propia, 2020.

Por lo tanto, los perfiles HSS 6"x6"x3/16" y HSS 4"x4"x1/8", seleccionados para los tres primeros pisos y el cuarto piso, respectivamente, para el diseño a compresión son los adecuados.

b) Diseño a tracción

Las Figuras 4.25 y 4.26, señalan las fuerzas últimas a tracción para los tres primeros pisos en los ejes X e Y. Por otro lado, las Figuras 4.27 y 4.28, muestran las resistencias últimas tracción para el último piso en las direcciones X e Y.

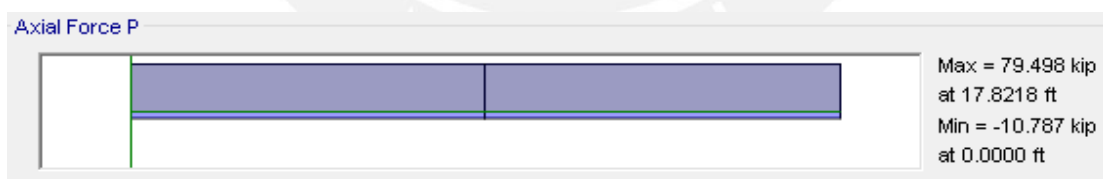


Figura 4. 25 Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 1, entre pórticos F-G, dirección X.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

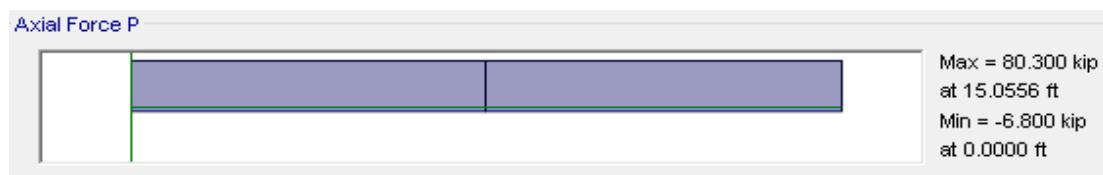


Figura 4. 26 Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 1, entre pórticos 2-3, dirección Y.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

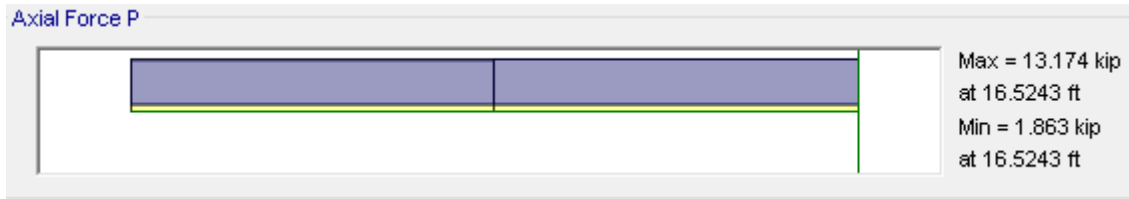


Figura 4. 27 Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, entre pórticos F-G, dirección X.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.



Figura 4. 28 Diagrama de fuerza axial del arriostramiento diagonal en el piso 4, entre pórticos 2-3, dirección Y.

Nota: Tomado del software ETABS, 2020.

Del mismo modo, para los datos de las secciones y las fluencias de los miembros de acero, se ubica la tabla 5-5 del AISC y se busca los valores de resistencia de diseño por fluencia y por fractura, tal como se muestra en las 4.29 y 4.30.

$F_y = 46 \text{ ksi}$
 $F_u = 58 \text{ ksi}$

Table 5-5 (continued)
Available Strength in Axial Tension
Square HSS

HSS7-HSS4¹/₂

Shape	Gross Area, A_g in. ²	$A_e = 0.75A_g$ in. ²	Yielding kips		Rupture kips	
			P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$	P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$
			ASD	LRFD	ASD	LRFD
HSS7×7× ⁵ / ₈	14.0	10.5	386	580	305	457
× ¹ / ₂	11.6	8.70	320	480	252	378
× ³ / ₈	8.97	6.73	247	371	195	293
× ⁵ / ₁₆	7.58	5.69	209	314	165	248
× ¹ / ₄	6.17	4.63	170	255	134	201
× ³ / ₁₆	4.67	3.50	129	193	102	152
× ¹ / ₈	3.16	2.37	87.0	131	68.7	103
HSS6×6× ⁵ / ₈	11.7	8.78	322	484	255	382
× ¹ / ₂	9.74	7.30	268	403	212	318
× ³ / ₈	7.58	5.69	209	314	165	248
× ⁵ / ₁₆	6.43	4.82	177	266	140	210
× ¹ / ₄	5.24	3.93	144	217	114	171
× ³ / ₁₆	3.98	2.99	110	165	86.7	130
× ¹ / ₈	2.70	2.03	74.4	112	58.9	88.3

Figura 4. 29 Tabla 5-5 de resistencias en tensión axial para perfiles HSS7-HSS4¹/₂.

Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

Shape	Gross Area, A_g in. ²	$A_e =$ $0.75A_g$ in. ²	Yielding kips		Rupture kips	
			P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$	P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$
			ASD	LRFD	ASD	LRFD
HSS4×4×1/2	6.02	4.51	166	249	131	196
×3/8	4.78	3.58	132	198	104	158
×5/16	4.10	3.08	113	170	89.3	134
×1/4	3.37	2.53	92.8	140	73.4	110
×3/16	2.58	1.94	71.1	107	56.3	84.4
×1/8	1.77	1.33	48.8	73.3	38.6	57.9

Figura 4. 30 Tabla 5-5 de resistencias en tensión axial para perfiles HSS4-HSS2.
Nota: Tomado del libro "Steel Construction Manual, 14th Ed.", 2013.

Las secciones que fueron empleadas en el diseño a compresión se ensayarán nuevamente para el diseño a tracción, debiendo verificarse la mayoría de las resistencias de diseño por fluencia y rotura (brindada de las Figuras 4.29 y 4.30) respecto de las resistencias últimas. La tabla 4.18 muestra los resultados obtenidos:

Tabla 4. 18 Verificación de arriostramientos metálicos para el diseño a tracción.

Ubicación	Dirección	P_u (kip)	Perfil ensayado	Fluencia $\phi_t P_n$ (kip)	Rotura $\phi_t P_n$ (kip)	$\phi_t P_n > P_u$?
Piso 1-Piso 3	X	79.50	HSS 6"x6"x3/16"	165	130	OK
Piso 1-Piso 3	Y	80.30	HSS 6"x6"x3/16"	165	130	OK
Piso 4	X	13.17	HSS 4"x4"x1/8"	73.3	57.9	OK
Piso 4	Y	16.74	HSS 4"x4"x1/8"	73.3	57.9	OK

Nota: Elaboración propia, 2020.

Por consiguiente, se debe analizar que las derivas resultantes no superen el 7% para estructuras de concreto armado. Para ello, tal como se mencionó al inicio del ejemplo, la tabla 4.19 presentará las derivas finales obtenidas del modelo en ETABS según la variación de la condición de la estructura, es decir, sin arriostres, con el arriostre tipo chevron y el tipo cruz.

Tabla 4. 19 Derivas por piso de la estructura según la condición de la estructura, en unidades de %.

Tipo de condición de estructura	Nivel	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
	H(m)	3.75	3.15	3.15	3.15
Sin arriostres, R=8	Der X	8.84	8.57	6.12	3.00
	Der Y	8.82	11.21	8.75	5.34
Con arriostres "V" Invertida, R=4	Der X	4.09	3.98	3.19	2.23
	Der Y	4.42	4.70	3.61	2.60
Con arriostres "X", R=4	Der X	4.11	4.00	3.21	2.23
	Der Y	3.76	4.23	3.37	2.55
Con arriostres "V" Invertida, R=4	% Reducc X	46.23%	46.43%	52.19%	74.25%
	% Reducc Y	50.09%	41.93%	41.22%	48.62%
Con arriostres "X", R=4	% Reducc X	46.48%	46.68%	52.44%	74.33%
	% Reducc Y	42.64%	37.74%	38.54%	47.72%

Nota: Elaboración propia, 2020.

Finalmente, los resultados de la tabla 4.19 certifican que las derivas no sobrepasan el límite de 7‰ en ninguna dirección, debido a lo cual, la configuración adoptada al inicio del problema (arriostre diagonal y tipo chevron para las direcciones X e Y, respectivamente), es idónea para la estructura, y, por tanto, se exhiben en la Tabla 4.20.

Tabla 4. 20 Configuración final de arriostramientos metálicos en la estructura de 4 pisos.

Nivel	Dirección	Tipo de arriostramiento	Pórtico	Ejes	Perfil a colocar
Piso 1-Piso 3	X	Diagonal	1 y 3	A-B y F-G	HSS 6"x6"x3/16"
Piso 1-Piso 3	Y	"V" Invertida	2-3	G	HSS 6"x6"x3/16"
Piso 4	X	Diagonal	1 y 3	A-B y F-G	HSS 4"x4"x1/8"
Piso 4	Y	"V" Invertida	2-3	G	HSS 4"x4"x1/8"

Nota: Elaboración propia, 2020.

c) Diseño de conexiones:

Los datos de entrada a considerar para el dimensionamiento de la plancha metálica serán los mismos ofrecidos en las tablas 4.6 y 4.7 (ejemplo aplicativo en el subcapítulo 4.3. **PERFILES METÁLICOS**), con la excepción que la cantidad de filas de pernos N_{fp} será 3. De esta manera, conjuntamente con la cantidad de columnas de pernos N_{cp} de 2, se obtiene un total N_p de 6 pernos.

Por otro lado, las resistencias por capacidad de la plancha y pernos, debido a diversos efectos de fuerzas, serán comparados con las resistencias últimas de tracción y corte. Es por ello, se considerará la razón de dimensiones H/L del pórtico que se reforzará con el arriostre metálico. Mediante este valor se podrá acceder a un ángulo Θ , que, a su vez, permitirá obtener las resistencias últimas en tracción y corte, por descomposición de la fuerza axial más crítica en el arriostre metálico ($P_u=82.54 \text{ kip}$). A continuación, la tabla 4.21 muestra el resumen de parámetros descritos anteriormente.

Tabla 4. 21 Resistencias últimas de tracción y corte – Ejemplo Arriostramiento Metálico.

Fuerza axial	Altura libre del pórtico arriostrado	Largo libre del pórtico arriostrado	Razón de pórtico	Ángulo	Resistencia última a tracción $P_u \cos \theta$	Resistencia última a corte $P_u \sin \theta$
$P_u \text{ (ton)}$	$H \text{ (m)}$	$L \text{ (m)}$	H/L	Θ	$P_{ut} \text{ (ton)}$	$P_{uv} \text{ (ton)}$
37.52	2.65	3.6	0.74	36.36°	30.22	22.24

Nota: Elaboración propia, 2021.

i) Dimensiones de plancha metálica

A partir de los datos de entrada señalados de las tablas 4.6 y 4.7, y de las fórmulas correspondientes del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, en la sección correspondiente a “Dimensionamiento de plancha metálica o ángulo”, se obtienen las dimensiones de la plancha metálica, y los resultados se brindan en las tablas 4.22:

Tabla 4. 22 Dimensionamiento de plancha metálica – Ejemplo Arriostramiento Metálico.

Dimensiones de Plancha	Min	Max	Establecido	Cumple?
Distancia al borde vertical: L_v (cm)	2.22	7.2	5.0	OK
Distancia al borde horizontal: L_h (cm)	2.22	7.2	5.0	OK
Separación entre pernos: S (cm)	4.77	14.4	11.0	OK
Largo de Plancha: L (cm)	32			
Ancho de Plancha: B (cm)	21			

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, se utilizará una plancha metálica de 320x210x6 mm.

ii) Resistencia a la acción combinada tracción-corte en los pernos

De acuerdo con los datos de entrada descritos en las tablas 4.21 y 4.6 (con la acotación de la cantidad de pernos), se presenta la tabla 4.23:

Tabla 4. 23 Resistencia a la acción combinada tracción y corte en los pernos – Ejemplo Arriostramiento Metálico.

F_{nt} (kg/cm ²)	F_{nv} (kg/cm ²)	N_p	P_{vv} (ton)	A_b (cm ²)	F'_{nt} (kg/cm ²)	ϕR_n (ton)	$\phi R_n > P_{ut}$?
6,320	3,800	6	22.24	1.58	4,064.64	36.22	OK

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, la resistencia por capacidad a la combinación tracción-corte es 36.22 ton.

iii) Resistencia al bloque de corte en la plancha

Teniendo en consideración los datos de entrada, la ecuación Ec. 2.31 y sus ecuaciones auxiliares del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, se obtienen los siguientes resultados presentados en la tabla 4.24:

Tabla 4. 24 Resistencia del bloque de corte en plancha metálica – Ejemplo Arriostramiento Metálico.

Material	A_{gv} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	A_{nt} (cm ²)	ϕR_n (ton) max	ϕR_n (ton) min	ϕR_n (ton)
Plancha Metálica	16.20	13.58	5.55	41.91	35.43	35.43

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, la resistencia más crítica que gobierna el diseño es de 35.43 ton.

iv) Resistencia al desgarramiento en orificios de la plancha

La capacidad al desgarramiento obtenida deberá ser mayor a la demanda P_{uv}/N_p .

Dado los datos de entrada, las ecuaciones Ec. 2.33 y Ec. 2.34 del acápite **2.3.3. Perfiles metálicos**, se obtuvieron los siguientes resultados plasmados en la tabla 4.25:

Tabla 4. 25 Resistencia al desgarramiento en plancha metálica – Ejemplo Arriostramiento Metálico.

Material	t (cm)	l_c (cm)	F_u (kg/cm ²)	P_{uv}/N_p (ton)	ϕR_n (ton) Desgarramiento	$\phi R_n > P_u/N$?
Plancha Metálica	0.60	4.125	4,080	3.71	9.09	OK

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por lo tanto, la capacidad al desgarramiento en los bordes de perforaciones es 9.09 ton.

v) Diseño de la cartela

La tabla 4.26 muestra los parámetros necesarios para realizar el diseño de la cartela.

Tabla 4. 26 Datos de entrada de la cartela – Ejemplo Arriostramiento Metálico..

Tipo de acero	F_y (kg/cm ²)	θ	E (kg/cm ²)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	L_b (cm)	t_{pg}	P_u (ton)
A36	2,530	45°	2.039x10 ⁶	14.00	18.00	15.24	5/8"	37.44

Nota: Elaboración propia, 2021.

- **Resistencia a Tracción/Whitmore:**

En base a la Ec. 2.37 y sus ecuaciones auxiliares se obtiene la tabla 4.27.

Tabla 4. 27 Resistencia a tracción de Whitmore en cartela – Ejemplo Arriostramiento Metálico..

L_w (cm)	t_{pg} (cm)	A_g (cm ²)	F_y (kg/cm ²)	ϕP_n (ton)	$\phi P_n > P_u?$
43.24	1.59cm	68.64	2,530	156.30	OK

Nota: Elaboración propia, 2021.

La resistencia de diseño a tracción que desarrollara la cartela es de 156.30 ton.

- **Resistencia a Cortante Vertical:**

En base a la Ec. 2.38 y su ecuación auxiliar, se obtiene los resultados de la tabla 4.28.

Tabla 4. 28 Resistencia a cortante vertical en cartela – Ejemplo Arriostramiento Metálico..

L_1 (cm)	L_2 (cm)	t_{pg} (cm)	A_{gv} (cm ²)	F_y (kg/cm ²)	ϕP_n (ton)	$\phi P_n > P_u?$
14.00	18.00	1.59	50.80	2,530	57.84	OK

Nota: Elaboración propia, 2021.

La capacidad a cortante de 57.84 ton es mayor que la demandada 37.44 ton.

- **Resistencia a Compresión/Thornton:**

La relación de esbeltez KL/r , tomará en consideración un factor de longitud efectiva K de 0.65 (condiciones reales aproximadas), porque se trata del caso de rotación y traslación impedida en los extremos (cartela soldada en ambos extremos).

Utilizando las ecuaciones desde la Ec. 2.39 hasta la Ec. 2.43 y sus ecuaciones auxiliares, se presentan los resultados en la tabla 4.29.

Tabla 4. 29 Resistencia a compresión de Thornton en cartela – Ejemplo Arriostramiento Metálico..

A_g (cm ²)	I_x (cm ⁴)	r_x (cm)	KL_2/r_x	F_e (kg/cm ²)	F_y/F_e	F_{cr} (kg/cm ²)	ϕP_n (ton)	$\phi P_n > P_u?$
24.19	5.08	0.458	25.53	30,872.73	0.082	2,444.69	53.23	OK

Nota: Elaboración propia, 2021.

La resistencia de diseño a compresión que desarrollara la cartela es de 53.23 ton.

A continuación, las Figura 4.31 y 4.32 muestran los esquemas de conexión final entre la plancha metálica, cartela y el perfil metálico arriostrado HSS 6"x6"x3/16".

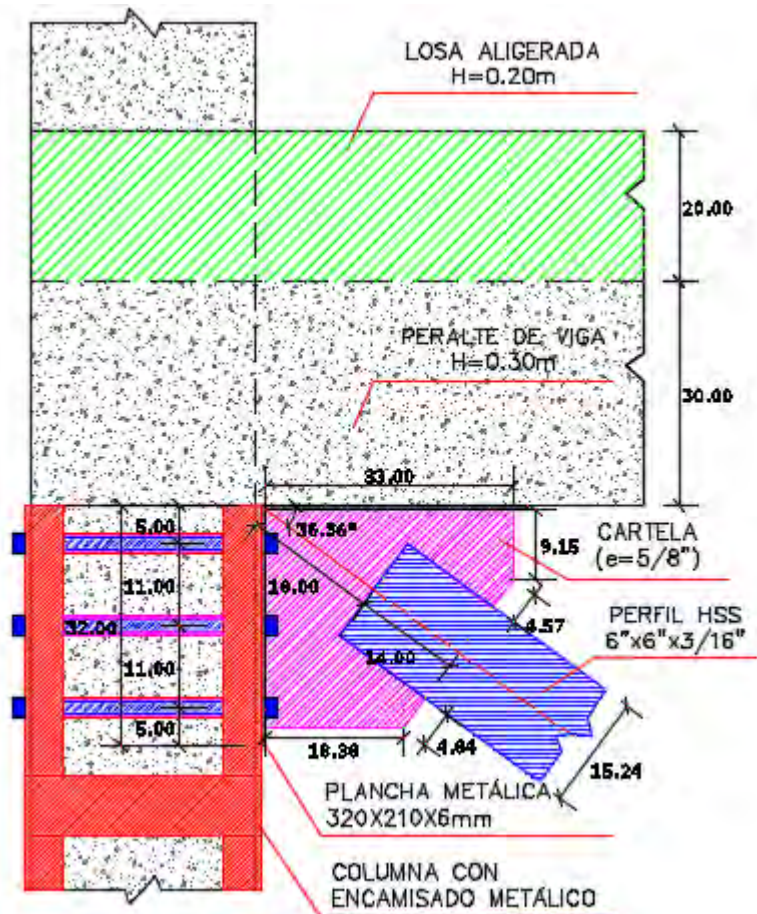


Figura 4. 31 Vista frontal del pórtico de conexión entre plancha metálica, cartela y perfil HSS.
Nota: Elaboración propia, 2021.

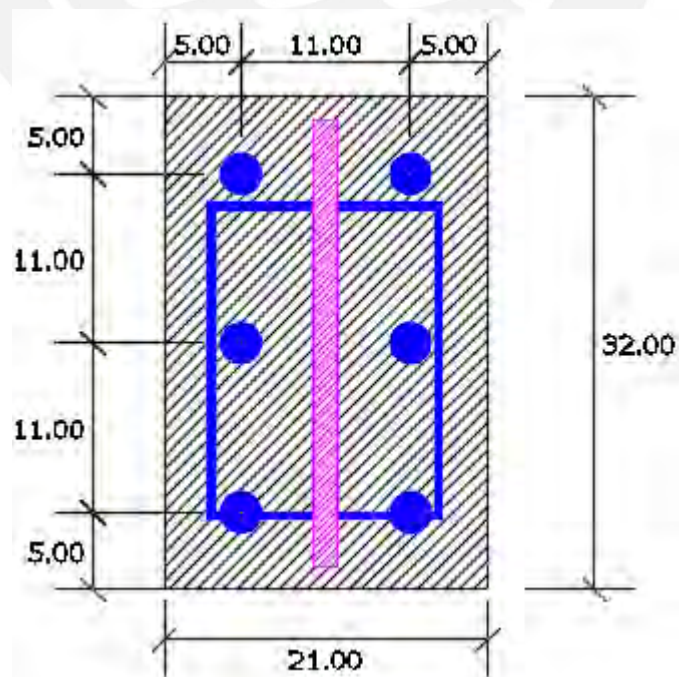


Figura 4. 32 Detalle de conexión entre plancha metálica, cartela y perfil HSS.
Nota: Elaboración propia, 2021.

4.5. FIBRA DE CARBONO

La Figura 4.33 presenta el esquema en planta de una losa aligerada, de la cual se hará un análisis de la viga principal V-1(0.25x0.55m) cuando es reforzada con una platina de fibra de carbono (CFRP). A continuación, se realizará la evaluación de las deformaciones máximas, así como el momento suministrado que le brinda el CFRP a la viga V-1 de concreto armado.

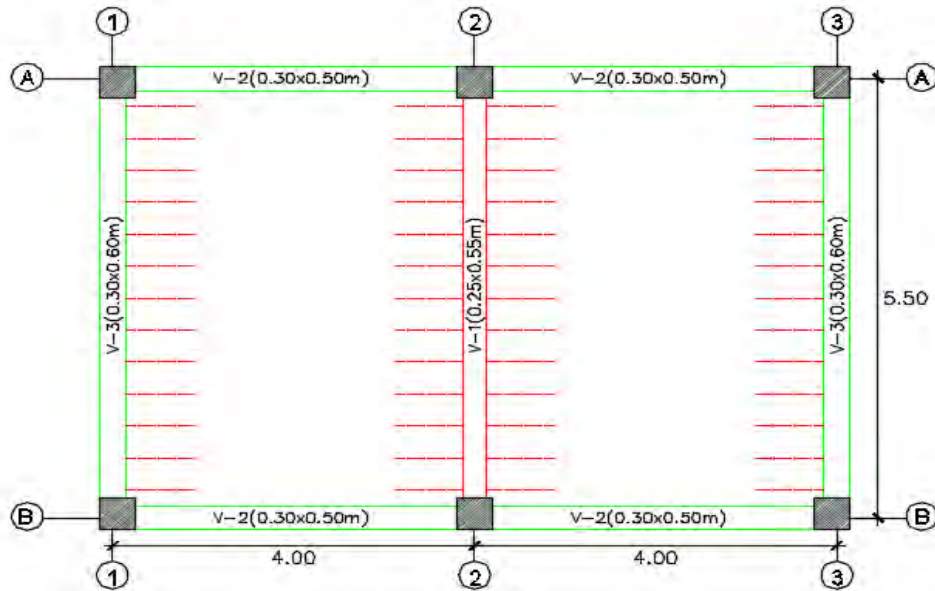


Figura 4. 33 Esquema en planta de una losa aligerada ($h=20\text{cm}$) – Ejemplo Fibra de Carbono.
Nota: Elaboración propia, 2020.

A continuación, la tabla 4.30 presenta las características y cargas de la losa aligerada:

Tabla 4. 30 Datos de entrada de la losa aligerada ($h=20\text{cm}$) – Ejemplo Fibra de Carbono.

Altura losa h (m)	s/c (ton/m ²)	Peso de losa (ton/m ²)	Piso terminado (ton/m ²)
0.20	0.300	0.300	0.100

Nota: Elaboración propia, 2020.

a) Metrado de cargas

V-1(0.25x0.55m):

$$W_{DL} = 0.25 * 0.55 * 2.4 + 0.30 * (4 - 0.3) + 0.1 * 4$$

$$W_{DL} = 1.84 \text{ ton/m} \equiv 18.05 \text{ KN}$$

$$W_{LL} = 0.300 * 4 \rightarrow W_{LL} = 1.20 \text{ ton/m} \equiv 11.77 \text{ KN}$$

$$W_u = 1.4 * W_{DL} + 1.7 * W_{LL} \rightarrow W_u = 4.62 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{4.62 * 5.5^2}{8} \rightarrow M_u = 17.47 \text{ ton.m}$$

b) Geometría de la sección

Las Figuras 4.34 y 4.35, muestran la sección transversal de la viga V-1 y la vista en elevación con el esquema de distribución de acero en la viga. Asimismo, la tabla 4.31 muestra la cuantía de acero de refuerzo en la viga V-1.



Figura 4. 34 Sección transversal de viga V-1(0.25x0.55m).
Nota: Elaboración propia, 2020.

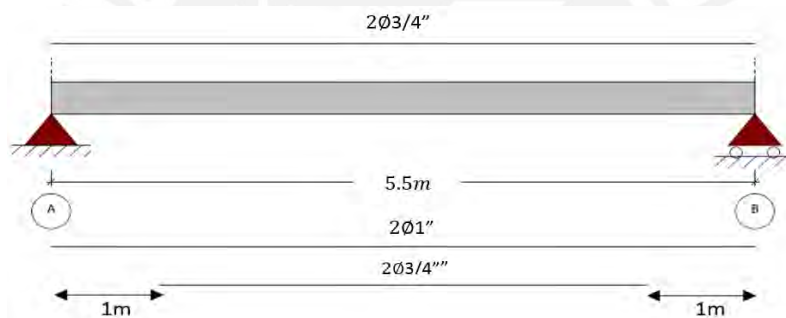


Figura 4. 35 Esquema de distribución del acero en la viga V-1 (0.25x0.55m).
Nota: Elaboración propia, 2020.

Tabla 4. 31 Acero de refuerzo en viga V-1(0.25x0.55m).

	Cantidad	#Varilla(pulg)	Diámetro(mm)	A_s (cm ²)	A_{stotal} (cm ²)
Acero negativo	2	3/4	19.1	5.68	5.68
Acero positivo	2	1	25.4	10.20	15.88
	2	3/4	19.1	5.68	

Nota: Elaboración propia, 2020.

c) Propiedades mecánicas concreto y acero

Se definen las siguientes propiedades mecánicas para concreto y acero (ver tabla 4.32).

Tabla 4. 32 Propiedades mecánicas del concreto y acero de la viga V-1(0.25x0.55m).

f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	E_s (Mpa)
20.5	276	200000

Nota: Elaboración propia, 2020.

d) Cargas actuantes

Las cargas actuantes en la viga son: Carga muerta (DL) de 18.05 KN/m y una carga viva (LL) de 11.77 KN/m.

Tabla 4. 33 Factores de carga y momentos obtenidos según las solicitaciones del ACI.

Combinaciones ACI	Cargas Muertas	Cargas vivas	W_u (KN/m)	M_u (KN – m)
Límites de refuerzo	1.10	0.75	28.68	108.46

Nota: Elaboración propia, 2020.

Utilizando las siguientes fórmulas, obtendremos el momento suministrado (ϕM_n) a partir de la profundidad del bloque de compresiones (a) y el área colocada (A_s), se vuelve a obtener una nueva profundidad de bloque “a” y finalmente, el valor de ϕM_n . El recubrimiento (d) es de 6 cm.

$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b} \quad \phi M_n = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Tabla 4. 34 Momentos suministrados (sin refuerzo) a partir del área de acero colocado, A_s .

A_s (cm ²)	a (cm)	ϕM_n (ton. m)	ϕM_n (KN – m)
15.88	9.95	17.55	172.20

Nota: Elaboración propia, 2020.

Evaluando para la combinación de cargas previstas, se obtuvo el siguiente diagrama de la Figura 4.36.

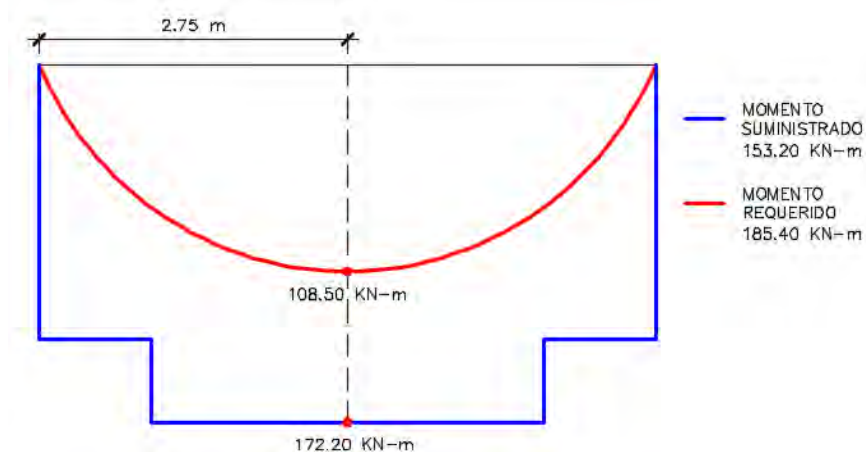


Figura 4. 36 Esquema de momento requerido y suministrado de la viga 0.25x0.55 m.

Nota: Elaboración propia, 2020.

Debe cumplirse la siguiente hipótesis establecida por el ACI:

$$\phi M_n (\text{Sin refuerzo}) \geq M_u (\text{Límites del refuerzo})$$

$$172.20 \text{ KN} - \text{m} \geq 108.50 \text{ KN} - \text{m} \text{ (Si cumple)}$$

e) Propiedades de la fibra de carbono

Tabla 4. 35 Propiedades del sistema CFRP corresponden al tipo CarboDur S512.

Número de capas(n)	f_{fu}^* (Mpa)	E_f (Mpa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}^* (mm/mm)	Ancho w_f (mm)	A_f (mm ²) $n^*t_f^*w_f$
1	2800	160000	1.2	0.017	100	120

Nota: Elaboración propia, 2020.

Considerando una condición exposición interna del material FRP, el factor de reducción C_E es 0.95 (obtenido de la tabla de factores de reducción presentada en el inciso **2.3.5. Fibra de carbono**, de la presente tesis). Se corrigen las siguientes propiedades mecánicas de la fibra (ver Tabla 4.35):

Tabla 4. 36 Esfuerzo de tracción y deformación unitaria corregidos de la fibra de carbono tipo CarboDur S512.

f_{fu} (Mpa) $C_E * f_{fu}^*$	ϵ_{fu} (mm/mm) $C_E * \epsilon_{fu}^*$
2660	0.0162

Nota: Elaboración propia, 2020.

La deformación por delaminación de la fibra de carbono ϵ_{fd} controlará el diseño, puesto que previene la fisuración previa al modo de fallo por delaminación.

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fd} = 0.0042 \leq 0.0145$$

f) Propiedades de la viga de concreto armado existente

Todos los valores son calculados mediante las fórmulas utilizadas en el ACI 318-11:

Tabla 4. 37 Valores de β_1 , E_c y n_s , de la viga de concreto V-1(0.25x0.55m).

β_1	E_c (MPa)	n_s
0.85	21300	9.4

Nota: Elaboración propia, 2020.

Se verificará si la sección está agrietada previo al montaje de la instalación del FRP. Aplicando las fórmulas del ACI 318-11 y teniendo en cuenta el acero de compresión en la viga ($A_s=15.88 \text{ cm}^2$) y un momento de servicio M_s de 11.50 ton-m:

Tabla 4. 38 Valores para la verificación del agrietamiento de la sección de la viga antes de la instalación de CFRP.

c (cm)	I_{tr} (cm ⁴)	M_s (ton.m)	f_c (kg/cm ²)	f_t (kg/cm ²)	f_r (kg/cm ²)	Sección Agrietada $f_c > f_r?$
28.66	426800	11.50	76	73	29	SI

Nota: Elaboración propia, 2020.

Comprobando que la sección se encuentra agrietada, realizamos nuevos cálculos:

Tabla 4. 39 Valores de profundidad del eje neutro(c) y de la inercia transformada (I_{tr}) para sección agrietada.

c (cm)	$I_{tr}(cm^4)$
17.88	195695

Nota: Elaboración propia, 2020.

Se calcula el ratio de profundidad del eje neutro a la profundidad del acero de refuerzo k:

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

Para el cálculo de la profundidad plástica para el eje de agrietamiento neutral (y) (ver tabla 4.40):

Tabla 4. 40 Valores para el cálculo de la profundidad plástica del eje de agrietamiento neutral (y).

ρ_s	ρ_f	k	y(mm) y = k * d
0.013	0.00098	0.397	194

Nota: Elaboración propia, 2020.

Se calcula finalmente el ε_{bi} :

$$b_i = \frac{M_{cm}(h - kd)}{I_{cr} * E_c} \rightarrow \varepsilon_{bi} = 0.00059$$

g) Estimación de la profundidad del eje neutro c con CFRP

Mediante las fórmulas presentadas en el inciso 2.3.5. **Fibra de carbono** de la presente tesis, se realiza la siguiente iteración presentada en la tabla 4.41:

Tabla 4. 41 Valores para la estimación de la profundidad del eje neutro con CFRP.

c(mm)	ε_{fd}	ε_c	ε_s	$f_s(MPa)$	$f_{fe}(MPa)$	ε'_c	β	α	c(mm)
147	0.0042	0.0018	0.0041	276	677.8	0.0016	0.76	0.908	147

Nota: Elaboración propia, 2020.

Finalmente, se calcula el momento suministrado con el refuerzo de CFRP y teniendo en cuenta la deformación del refuerzo de acero calculado ε_s de 0.0041 y el factor de reducción adicional Ψ_f a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP:

Tabla 4. 42 Valores de momento nominal y factores de reducción para cálculo de momento suministrado de CFRP a la viga V-1(0.25x0.55m).

$M_{ns}(KN - m)$	$M_{nf}(KN-m)$	ϕ	Ψ_f	$\phi M_n(KN - m)$
190.3	40.2	0.83	0.85	185.4

Nota: Elaboración propia, 2020.

Se presenta el diagrama de momentos requerido y el suministrado por el refuerzo de CFRP (ver Figura 4.37):

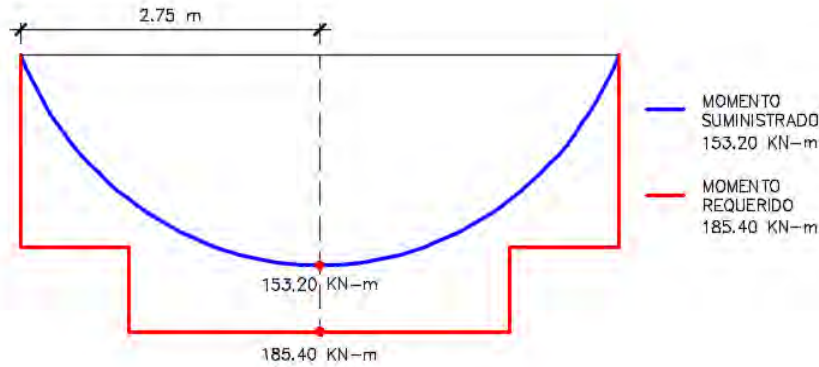


Figura 4. 37 Esquema de momento requerido y suministrado con el refuerzo de CFRP.

Nota: Elaboración propia, 2020.

Por lo tanto, se comprueba que el valor suministrado por la fibra cumple con el requerimiento de esfuerzo que demanda la viga.

$$\Delta\phi M_n = 185.40 - 153.20 \rightarrow \Delta\phi M_n = 32.20 \text{ KN} - m$$

Asimismo, el montaje de la platina de 10 cm de ancho de CFRP a la viga, le brinda una resistencia de reserva de 13.20 KN-m por encima de la resistencia requerida.

h) Longitud de anclaje

La longitud de anclaje disponible para el refuerzo FRP debe ser superior al valor:

Para refuerzo FRP principal y el refuerzo lateral.

$$I_{df} = 0.41 \cdot \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}} \rightarrow I_{df} = 506 \text{ mm}$$

A continuación, en la Figura 4.38, se muestra la distribución de la fibra de carbono (ancho 10 cm), la cual está denotada por el color azul claro, y que se encuentra a lo largo de toda la viga y en su sección transversal.

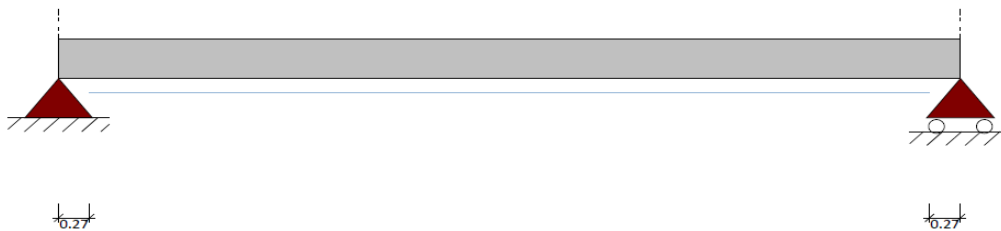


Figura 4. 38 Posición de la fibra de carbono a lo largo de la viga de concreto armado 0.25x0.55m.

Nota: Elaboración propia, 2020.

4.6. POSTENSADO EXTERNO

Las evaluaciones cualitativas y cuantitativas llevadas a cabo en un puente peatonal de la ciudad de Lima, determinaron un diagnóstico desfavorable. Esta situación se debe a que el puente lleva años sin ser rehabilitado desde su puesta en servicio. Se pretende reforzar el puente para soportar un 30% más de su capacidad de carga. El ingeniero estructural utilizará el método

de postensado externo para el reforzamiento de la estructura, la cual, tiene una sección transversal como se muestra en la Figura 4.39.

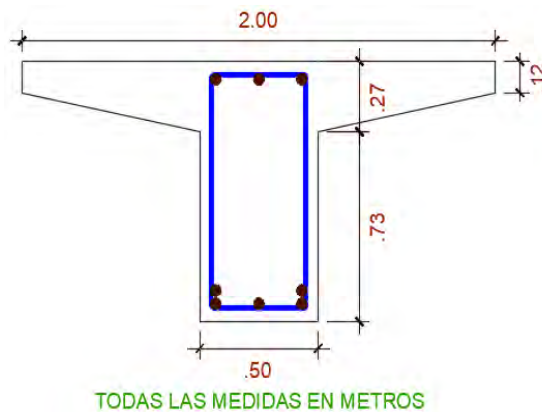


Figura 4. 39 Sección transversal de viga de puente peatonal.
Nota: Elaboración propia, 2020.

La sección transversal del puente peatonal tiene las siguientes características y propiedades mecánicas, las cuales se presentan en la tabla 4.43:

Tabla 4. 43 Datos de entrada de la viga del puente peatonal.

Datos de entrada de concreto armado			
f'_c	f_y	A_s	L
210 kg/cm ²	4,200 kg/cm ²	50.30 cm ²	20 m
34 MPa	412Mpa	5,030 mm ²	20,000 mm
ϵ_{cu}	b	h	d'
0.003	200 cm	100 cm	6 cm
0.003	2,000 mm	1,000 mm	60 mm

Nota: Elaboración propia, 2021.

Se asume que la profundidad del bloque de compresiones (a_0) se encuentra en el ala de la viga. Se calcula a_0 para corroborar lo asumido:

$$a_0 = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{50.3 * 4,200}{0.85 * 350 * 200} \rightarrow a_0 = 3.55 \text{ cm} \equiv 35.51 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm (Ok)}$$

Se calcula β :

$$\beta = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{34 - 28}{7} \right) \rightarrow \beta = 0.805$$

Se calcula c :

$$c = \frac{a_0}{\beta} = \frac{35.51}{0.805} \rightarrow c = 44.12 \text{ mm}$$

Entonces, a partir de los datos de la tabla 4.43 y los valores calculados recientemente, se calcula la variable K y el momento nominal ϕM_n . Por consiguiente, sabiendo que la idealización de la viga del puente peatonal es una viga isostática, y además, considerando el caso para una distribución de carga uniforme, se establece lo siguiente para calcular la resistencia última P_u :

$$\phi M_n = \frac{w_u * L^2}{8} \rightarrow \phi M_n = \frac{P_u * L}{8}$$

$$P_u = \frac{8 * \phi M_n}{L}$$

Por otro lado, teniendo en consideración que se pretende aumentar la capacidad de carga de la viga del puente peatonal en un 30%, se establece la ecuación para determinar ΔP_{us} :

$$\Delta P_{us} = 30\%(P_u)$$

Considerando las dos ecuaciones descritas anteriormente, los datos de entrada de la tabla 4.43, y las ecuaciones Ec. 2.56 y Ec.2.62 descritas en el acápite **2.3.6. Postensado externo**, se presenta la tabla 4.44:

Tabla 4. 44 Determinación del incremento de la capacidad de carga.

K	ϕM_n (KN.m)	P_u (KN)	ΔP_{us} (KN)
7.99	1,719.59	687.84	206.40

Nota: Elaboración propia, 2021.

A continuación, la tabla 4.45 presenta las propiedades y características de los tendones de acero:

Tabla 4. 45 Datos de entrada de los tendones de acero.

$D_{cable}(pulg)$	$A_{cable}(mm^2)$	$d_p(mm)$	$e_m(mm)$
0.6	143.50	850	805.88
$E_{ps}(MPa)$	$f_{pu}(MPa)$	$f_{py}(MPa)$	$f_{pe}(MPa)$
195,000	1,900	1,786	950

Nota: Elaboración propia, 2021.

A partir de la Tabla 2.7 del MARCO NORMATIVO, se obtiene la ecuación Ec. 2.72 para determinar el incremento de la capacidad de carga de la viga. Asimismo, mediante el uso de las Ec. 2.64, Ec. 2.65 y Ec. 2.74 se muestran los resultados de la tabla 4.47:

Tabla 4. 46 Determinación de cantidad de tendones de acero.

$f_{ps}(MPa)$	$A_{ps}(mm^2)$	$A_{cable}(mm^2)$	N_{cables}
1,102.80	2,259	143.50	16

Nota: Elaboración propia, 2021.

Conociendo un comportamiento lineal del esfuerzo-deformación, se obtiene la deformación del tendón de acero (ver Figura 4.40)

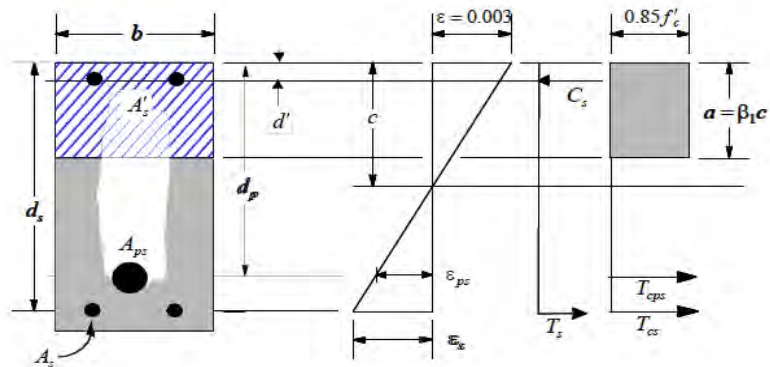


Figura 4. 40 Diagrama de deformaciones y esfuerzos de una viga rectangular.
Nota: Tomado de Post-Tensioned Concrete Design for ACI, 2008.

Se plantea lo siguiente:

$$\varepsilon_{ce} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{850 - 44.12}{44.12} \right) \rightarrow \varepsilon_{ce} = 0.0055$$

Considerando una nueva área de la totalidad de tendones de acero ($N_{cables} * A_{cable}$), se recalcula los valores de A_{ps} y f_{ps} . En adición, de las ecuaciones Ec. 2.76 y Ec. 2.77, se obtiene la resistencia en el estado límite último del tendón preesforzado F_{ps} (ver tabla 4.47):

Tabla 4. 47 Determinación de la resistencia del tendón preesforzado en el estado límite último F_{ps} .

$A_{ps}(mm^2)$	Ω_u	ε_{ce}	$f_{ps}(MPa)$	$F_{ps}(KN)$
2,296	0.23	0.055	1,147.30	2,634.20

Nota: Elaboración propia, 2021.

Calculando los ratios p_p , p_s y X , se obtiene la variable K (a partir de las ecuaciones del acápite 2.3.6. Postensado externo), y finalmente se puede obtener el incremento de la capacidad de carga debido a los tendones de acero postensado ΔP_{up} . Por consiguiente, se obtiene el porcentaje de holgura entre la capacidad de carga inicial derivada de la solicitud de un incremento de carga del 30%, ΔP_{us} y la capacidad de carga final ΔP_{up} . Los resultados de las variables descritas se muestran en la tabla 4.48:

Tabla 4. 48 Determinación de la capacidad de carga final debido al efecto de los tendones de acero.

p_p	p_s	X	K	$\Delta P_{up}(KN)$	$\frac{\Delta P_{up}}{\Delta P_{us}}$
0.13%	0.27%	2.16	2.96	728	253%

Nota: Elaboración propia, 2021.

Por tanto, se determina un incremento de la capacidad de carga en un 253% debido al efecto del postensado externo producido por los 16 tendones de acero de 0.6 pulg.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. ADICIÓN DE PLACAS

a) CONCLUSIONES

- La incorporación de placas aumenta la rigidez de la estructura del colegio, produciendo la reducción de las derivas respecto de su condición inicial. En otras palabras, las inclusiones de las placas dan como resultado, el diseño de las mismas, con resistencias de momento y de fuerza que cumplen con las resistencias requeridas demandadas por la estructura inicial. Por consiguiente, se obtienen derivas máximas menores a 7‰ en la edificación de concreto armado.
- Se conoce de manera empírica que las placas poco esbeltas en altura tienen mayor aporte del concreto en la resistencia al corte. Esto se debe a que la relación que hay entre la altura y su longitud es menor a 2 ($h_w/l_w < 2$). Por ello, el ejemplo desarrollado se diseñó con un espesor de 25 cm para que la edificación sea resistente al corte.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- Las placas y las columnas son quienes reciben cargas importantes tanto verticales como horizontales. Por ello, es recomendable usar este tipo de reforzamiento, en caso la edificación presenta las solicitaciones necesarias, y así poder garantizar una edificación segura ante un sismo. Sin embargo, existen ciertas dificultades al emplear este sistema de reforzamiento, ya que es recomendable que el montaje de las placas sea desde la base de la estructura para que pueda tener continuidad en toda la altura y presente un mejor desempeño.
- Al realizar este sistema de reforzamiento, lo que se busca es que los muros tengan una ductilidad adecuada con el fin de disipar la mayor cantidad de energía, sin perder la estabilidad de la edificación.
- En cada país, el diseño de muros de corte varía de acuerdo con su normativa vigente, en donde los parámetros designados se obtienen de acuerdo a las aceleraciones que presenta. Es así que algunos países, el uso del presente sistema dependerá de la acción sísmica del diseño mínimo con su código vigente.
- Del análisis realizado a la edificación a reforzar, se recomienda elaborar una ecuación que relacione la existencia de núcleos, en el caso que existan, para el diseño del muro de corte y así obtener una ductilidad esperada.

5.2. ENCAMISADO EN CONCRETO ARMADO

a) CONCLUSIONES

- La inclusión del encamisado en concreto armado acrecentó la cuantía del acero a 1.56% (aumento del acero de refuerzo de 6 \emptyset 5/8" a 14 \emptyset 5/8"), generando resistencias de fuerza y momento de 13.19 KN y 342.16 KN-m, respectivamente. De esta manera, estas resistencias finales cubren la demanda de la columna respecto de las resistencias iniciales, de 5.8 KN y 158 KN-m, en más de un 200%.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- En el ejemplo descrito se reforzó una columna de un entrepiso típico, pero en el caso de reforzar la columna de 1 primer piso, se debe tener en cuenta la participación de la cimentación (zapata) que soporta la columna. Por ello, se deberá verificar si la cimentación existente es capaz de soportar la nueva sección de columna.
- En caso que sea necesario un ensanchamiento de la cimentación, se debe garantizar la efectividad del anclaje entre las nuevas varillas del encamisado con la cimentación existente. Para ello, es necesaria la ayuda de una resina epóxica que genera un puente de adherencia entre el armado de acero y la zapata de concreto armado existente. Cabe destacar, que la longitud de anclaje viene dada por las especificaciones técnicas del fabricante de la resina epóxica.
- Para la colocación del concreto nuevo en la sección de columna a encamisar, es recomendable utilizar un concreto autocompactable, de alta resistencia, de alta durabilidad y que no genere contracciones.

5.3. PERFILES METÁLICOS

a) CONCLUSIONES

- La inclusión del perfil metálico W 8x40 suministra a la losa de concreto una resistencia de momento de 149 kip-ft. De esta manera, se refuerza el sentido perpendicular de las viguetas ante las solicitaciones del aumento de sobrecarga que demandaba una resistencia inicial de 72.90 kip-ft. Asimismo, las deflexiones del perfil W 8x40 representan alrededor del 83% respecto de las deflexiones de la losa. Es decir, la deflexión generada en el perfil metálico resultó un 17% menor a la deflexión de la losa aligerada. Por lo tanto, se afirma que los perfiles puedan sujetar a la losa aligerada.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- La elección de un perfil metálico de menor peralte depende de la cantidad de puntos arriostrados a lo largo del patín de compresión, de manera que, la longitud no arriostrada L_b permita desarrollar al perfil una capacidad de momento a flexión (de preferencia en el rango plástico) mayor a la resistencia solicitada. De este modo, se puede optimizar un perfil más económico, respetando la arquitectura inicial del proyecto, y teniendo la alternativa de cubrir las vigas metálicas por un falso techo.
- Para la elección de un perfil más fiable, el diseño por flexión de las vigas debe acompañarse de la verificación de las deflexiones del elemento que las cargará. Asimismo, se debe tener en cuenta el factor económico para la elección final del perfil metálico. Esto, debido a que adquirir un perfil más robusto implica un mayor coste de inversión.
- Previo a la ejecución del reforzamiento, es esencial verificar si la viga peraltada 30x50 cm necesita ser reforzada, debido al anclaje de los pernos sobre la viga de concreto. Para ello, el capítulo 17 del ACI 318-19, establece las directrices de acuerdo al modo de falla presentado en el concreto.

5.4. ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO

a) CONCLUSIONES

- La dotación a la estructura con arriostramientos de sección tubular cuadrada, configurados diagonalmente y de tipo chevron, redujo las derivas más críticas hasta 4.09 ‰ y 4.70 ‰ en las direcciones X e Y, respectivamente (reducción de derivas iniciales hasta más de 40% en ambas direcciones). Por otro lado, analizando los resultados de la tabla 4.13, en la dirección “Y” se observa que la configuración tipo cruz no supera en demasía al tipo chevron referente a la reducción de las derivas. No obstante, el arriostramiento tipo cruz generaría un coste más elevado, debido a que en cada marco rígido tiene 4 puntos de conexión, mientras que el tipo chevron, solo 3. También, según la proporción del arriostramiento tipo cruz, conlleva a requerir secciones de longitudes mayores a 6m, resultando difícil encontrar en el mercado peruano porque los perfiles comerciales se fabrican en longitudes de 6 m.
- Al diseñar la cartela que estará comprendido dentro de la conexión del arriostramiento, por el método de Whitmore se obtiene una resistencia de diseño a tracción de 156.30 ton, el cual es mayor en un 76% de la resistencia última. Asimismo, el diseño a compresión de la cartela por el método de Thornton nos da una resistencia de 53.23 ton, siendo esta mayor

en un 30% de la resistencia última. Con lo cual, se concluye que la cartela es compatible con el perfil encontrado.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- El diseño para los arriostres del piso 4 puede optimizarse, pero para fines prácticos, la elección se basó en una sección comercial (la presente tesis se utilizó el catálogo de ACERO LIMA versión 2019) y de dimensiones aproximadas en pulgadas, para poder trabajar de manera rápida y efectiva con las tablas de resistencias a compresión y tracción, brindadas por el AISC.
- En el ejemplo aplicativo desarrollado, en el esquema final de conexión de la Figura 4.39, se observa el reforzamiento de la columna en su parte baja mediante un encamisado de acero, el cual es conectado con la plancha metálica a través de pernos pasantes. Realmente, aquel reforzamiento debe verificarse, luego de analizar el modo de falla para el anclaje de los pernos en la columna de concreto, y siguiendo las disposiciones del ACI 318-19 en su capítulo 17.
- Además de tener en cuenta si el perfil escogido es comercial, económicamente, se debe analizar las dimensiones y el área, ya que mayor área conlleva un aumento de trabajo para la limpieza de las superficies, mayor cantidad de imprimantes, esmaltes y la aplicación de manos de pintura. Asimismo, se debe tener en cuenta que cubrirá un mayor costo el tratamiento correctivo de perfiles metálicos (debido a afectaciones de naturaleza propia, externa y/o factores ambientales) luego de su puesta en servicio.

5.5. FIBRA DE CARBONO

a) CONCLUSIONES

- La instalación de la fibra de carbono en la sección de mayor cuantía de acero (zona central baja) suministro una resistencia a flexión de 185.40 KN-m, generando un incremento alrededor de 8% respecto del momento requerido inicial de 172.20 KN-m. Sin embargo, se puede obtener un incremento más significativo de la resistencia si se refuerza las secciones de viga con menor cuantía de acero, puesto que ambos materiales poseen una rigidez parecida.
- El sistema compuesto concreto-fibra de carbono ocasionó la reducción de la deformación unitaria en 38% respecto de la viga en su condición inicial (sin fibra de carbono). Es decir, el montaje de las láminas de fibra de carbono en la viga de concreto armado disminuyen la ductilidad del sistema, a raíz de la reducción significativa de las deformaciones. Por

tanto, esta acción desarrolla un comportamiento lineal del sistema CFRP presentando mayor resistencia hasta el punto de falla.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- Si bien es cierto el coste inicial del material es una de sus deficiencias, este factor se compensa con otros beneficios que pueden ser: corto plazo (menor inversión en mano de obra por su facilidad de instalación y la trabajabilidad del material) y a largo plazo (mayor prolongación de la “nueva vida útil” de la estructura produce mayor tiempo sin intervenciones significativas en la misma).
- Se recomienda que el reforzamiento con fibras de carbono de los elementos de concreto armado como las vigas, columnas, entre otros, se use en elementos que no estén muy comprometidas ante eventos sísmicos. Asimismo, se debe evaluar la capacidad de redistribución de los momentos positivos y negativos para reducir la influencia de la reducción de la ductilidad, tal como se solicita en la Norma Técnica E.060.

5.6. POSTENSADO EXTERNO

a) CONCLUSIONES

- La adición de 16 cables pretensados, de diámetro 0.6 pulg, para el postensado externo de la viga fueron necesarios para lograr una tensión del estado límite del acero f_{ps} de 1,147.30 MPa y una cuantía de acero pretensado p_p de 0.13%. De esta manera, por efecto del postensado externo se obtuvo un incremento de la capacidad de carga en 253% (728 KN) superando el 30 %, que correspondían a 206.40 KN) de la capacidad de carga adicional solicitado por la viga.

b) COMENTARIOS O RECOMENDACIONES

- Revisando la fórmula del incremento de la capacidad de carga ΔP_u , la excentricidad del tendón e_m es un factor esencial, debido a la dependencia de la configuración del tendón a lo largo de la viga (revisar Tabla 2.8 del MARCO NORMATIVO). Ensayos experimentales de vigas reforzadas con acero postensado externo, muestran el control de la excentricidad del cable postensado externo mediante la colocación de mayor cantidad de pernos de anclaje y desviadores a lo largo del eje longitudinal de la viga, generando una mayor sujeción del cable que permite suministrar mayor resistencia a la viga.

BILIOGRAFÍA

✓ MARCO TEÓRICO:

MUÑOZ PELÁEZ Alejandro,
2018 Ingeniería Sísmica. Material de apoyo en clase. Pontificia Universidad Católica del Perú.

HELENE, P. & PEREIRA, F.
2003 Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Sao Pablo: CYTED

✓ ADICIÓN DE PLACAS

R. PARK y T. PAULAY.
1983 Estructuras de Concreto Reforzado. México: Editorial Limusa S.A.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica de Edificación E.030.
2018 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: El Ministerio.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica de Edificación E.020.
2006 Cargas. Lima, Perú: El Ministerio.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica de Edificación E.060.
2006 Concreto Armado. Lima, Perú: El Ministerio.

BLANCO BLASCO, Antonio.
2014 Evolución del diseño en Concreto Armado en el Perú. PERÚ: Propia.

COMITÉ ACI 318.
2015 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). U.S.A.: American Concrete Institute.

BLANCO BLASCO, Antonio.
2008 Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño. PERÚ: Propio.

BLANCO BLASCO, Antonio, Daniel CHANG y Harold FLORES.
2015 Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Peru. PERÚ: ASOCEM.

VARGAS CASTILLO, Arabella Alexandra / TERRAZOS MONROY, Tracy Beatriz.
2016 Diseño estructural de un edificio de 7 pisos con muros de Ductilidad limitada. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.

FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI.
2018 Diseño Sismorresistente de construcciones de Acero. Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.

CENAPRED (2018). Metodologías para evaluación de la seguridad estructural de edificios, [Diapositiva de PowerPoint]. Slideplayer. <https://slideplayer.es/slide/14029633/>

✓ ENCAMISADO EN CONCRETO ARMADO

GODINEZ DOMINGUEZ, Eber Alberto

2010 Estudio del Comportamiento de Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado con Contravientos Chevrón. México: Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco.

EMMA NEREIDA SOTO BARRAZA.

2008 Rehabilitación de estructuras de concreto. México: Universidad Nacional Autónoma de México.

COMITÉ ACI 562-16.

2016). Nueva Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto (ACI 562-16). U.S.A.: American Concrete Institute.

RAFAEL CAÑAS RUIZ.

2010 Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales. Costa Rica: Instituto tecnológico de Costa Rica escuela de Ingeniería en Construcción.

E. JULIO, F. BRANCO Y V. SILVA.

2003 Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing. Repair and Rehabilitation, 5ª Edición, pp. 30-39.

EPACHON.

2014 Refuerzo de pilares de concreto armado mediante encamisado de EPACHON Sitio web: <https://epachon.wordpress.com/2014/01/16/e-4-refuerzo-de-pilares-de-hormigon-armado-mediante-encamisado-o-recrecido-de-su-seccion/>

Ficherotecnia La plataforma del técnico profesional. (21 de abril de 2016). *¿Cómo reforzar un pilar con mortero estructural?* [Video]. Youtube.

<https://www.youtube.com/watch?v=0bBAwx6IR10&t=135s>

Residencias Peñalver. (24 de julio de 2016). *Reparacion de columna* [Video]. Youtube.

<https://www.youtube.com/watch?v=ntG6RtPrpeE>

✓ PERFILES METALICOS:

MACHADO ARI DE PAULA

2006 Reforzamientos con Fibra de Carbono. PERÚ: Bello horizonte.

CORONEL C.

2009 Fibra de Carbono en elementos estructurales. PERÚ: Propia.

URBÁN BROTONS, Pascual.

2009 Construcción de Estructuras Metálicas. San Vicente (Alicante) www.ecu.fm: Imprenta Gamma.

BERMÚDEZ MEJÍA, Carlos Alberto.

2005 Curso básico de Estructuras Metálicas. Colombia: Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

ALVAREZ VALADEZ, Octavio / CHÁZARO ROSARIO, Carlos.

2010 Diseño de acuerdo con las especificaciones AISC. Construcciones compuestas acero - concreto, 2ª Edición, pp. 23-31.

PORTAL CONSTRUMÁTICA

2006 Estructuras Metálicas de CONSTRUMÁTICA. Sitio web: http://www.construmatica.com/construpedia/Estructuras_Met%C3%A1licas

MONTOYA CORONADO, Luis Alberto.

2013 Influencia de flexibilidad de las conexiones en el comportamiento sísmico de edificios metálicos. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA: UPC.

SANABRIA Jubenal.

2015 Losas y Vigas metálicas del instituto Santiago Mariño. Sitio web: <https://www.slideshare.net/klidelys/losas-y-vigas>.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

2016 Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, United States of America.

McCORMAC JACK C. – CSERNAK STEPHEN F.

2013 Diseño de Estructuras de Acero, quinta edición. MÉXICO: Alfaomega Grupo Editor.

✓ ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO

PEREZ RENGIFO, Marylin.

2017 Implementación del sistema de arriostramiento en porticos, Ensayos de Análisis Estructural. Lima, Perú: Universidad Industrial de Santander.

JAVIER CRISAFULLI, Francisco.

2018 Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Argentina: Alacero.

MOSALVE BONILLA, Mario.

2016 ESTRUCTURAS METÁLICAS. Colombia: Universidad Santo Thomas.

MAQUERA RAMOS, Diego.

2012 Estructuras de Acero. Arriostradas excéntricamente. Lima, Perú: Scrib.

ROBERTO AGUILAR, FERNADO DEL CASTILLO, VERÓNICA ÁVILA, HENRY COYAGO, ATALO CEDEÑO.

2017 Diseño de contraviento y placas Gusset de conexión para soportar disipadores de energía. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 22, 2, Pág. 227-249.

✓ **FIBRA DE CARBONO:**

ACI COMMITTEE 440.

2008 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. U.S.A.: American Concrete Institute

COLLIQUE VARGAS, Platón J.

2012 Reforzamiento del Concreto con Fibra de Carbono. Perú: Universidad Peruana Unión.

FLORES TANTALEÁN, Luis.

2016 Reforzando Edificaciones con Fibras de Carbono. Perú: Constructora RF SA.

BACA ESCOBAR, William.

2015 Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibra de carbono de TopConsult Ingeniería. Sitio web: <http://www.topconsult.com.pe/index.php/2016-01-14-21-57-36/313-diseno-de-estructuras-de-concreto-reforzadas-con-fibra-de-carbono>.

BACA ESCOBAR, William.

2012 Aspectos básicos de la Norma ACI 440 - 2008. Diseño de Estructuras de Concreto Reforzadas con Fibra de Carbono, 100, pp. 166-172.

LUIS FLORES TANTALEÁN.

2015 Fibras de Carbono: Reforzamiento de Estructuras. CIV., 2, pp. 46-48.

Sika España. (14 de diciembre de 2011). *Refuerzo estructural - SikaWrap - Sika España* [Video]. Youtube. <https://www.youtube.com/watch?v=NBUwcC1Ponc>

✓ **POSTENSADO EXTERNO**

FERDINAND P. BEER, JOHNSTON E. RUSSELL, DEWOLF JOHN T.

2013 Mecánica de materiales, sexta edición. MÉXICO: McGraw-Hill/Interamericana editores SA.

PALACIOS DELGADO, Miguel.

2010 Tecnología del concreto: Concreto postensado. Chiclayo: Universidad Católica "Santo Toribio de Mogrovejo".

HWEEN TAN, Kiang y KONG DeCheng

2009 A direct design approach for strengthening simple – span beams with external post-tensioning.

R. MANISEKAR AND R. SENTHIL

2006 Stress at Ultimate in Unbonded Post Tensioning Tendons for Simply Supported Beams: A State-of-the-Art Review. Department of Civil Engineering, Anna University, India.

KONG DECHENG

2009 Strengthening of Rc beams and frames by external prestressing. Department of civil engineering national University of Singapore.

Công Ty Cổ Phần Kỹ Thuật Namcong. (16 de noviembre de 2015). *Structure strengthening with external post tensioning* [Video]. Youtube.

<https://www.youtube.com/watch?v=ytA2Rf9t7NY>

