

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL EN CENTROS EDUCATIVOS 780 PRE MEDIANTE
EL MÉTODO CHOOSING BY ADVANTAGE**

**Trabajo de investigación para la obtención del grado académico de BACHILLER EN
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

AUTORES:

Ariza Gómez, Ricardo Agustín

Matallana Curi, Alessandro Adolfo

Mora Ordoñez, Claudia Cristel

Rebata Hilario, Mauricio Andrés

Rupay Hospinal, Ricardo Iván

ASESOR:

Diego Villagómez Molero

Lima, diciembre de 2020

RESUMEN

Los colegios diseñados y construidos desde la década de los 50 hasta antes de la actualización de la norma de diseño sismorresistente (NDSR) del año 1997 muestran grandes deficiencias en el diseño estructural, las cuales no aseguran un comportamiento idóneo para tal tipo de edificación generando un alto grado de vulnerabilidad estructural. El diseño estructural de dichos colegios presentaba baja rigidez en la dirección longitudinal, así como falta de juntas sísmicas entre la tabiquería y columnas. Debido a dichas deficiencias, se presentaron daños considerables en los colegios ante distintos sismos suscitados durante dicha época.

El presente trabajo de investigación consistirá en la descripción y análisis de cinco diferentes técnicas de reforzamiento estructural que se podrían aplicar en colegios:

- Reforzamiento con fibra de carbono.
- Reforzamiento mediante la intervención de columnas (recrecido y encamisado).
- Reforzamiento mediante la adición de nuevas columnas de concreto armado.
- Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla en ambas caras.
- Reforzamiento mediante la incorporación de pórticos metálicos.

A partir del análisis cualitativo de las técnicas de reforzamiento, en la que se tomaran en cuenta criterios de rigidez, desplazamientos y modificación de la arquitectura, se realizará un análisis comparativo empleando el método Choosing by Advantages (CBA) y se estimarán presupuestos de las técnicas desarrolladas en la comparación con el fin de conocer, también, la alternativa más económica. Finalmente, se mostrarán las conclusiones de las estimaciones y observaciones comprendidas de todas las técnicas, así como también, las conclusiones del método CBA.

DEDICATORIA



A Jack Pintado, Inti Sotelo y a todos los que alzaron su voz de protesta frente a la crisis política a la fecha de la elaboración del presente trabajo de investigación.

A Jorge Muñoz Jiménez y a todos los que alzaron su voz de protesta en las manifestaciones a favor de los derechos laborales de agricultores.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Justificación.....	3
1.4. Alcance.....	4
1.5. Metodología	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Situación de colegios 780 Pre y Post	5
2.2. Evolución de la norma sismorresistente.....	8
CAPÍTULO 3: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	11
3.1. Métodos de reforzamiento.....	11
3.1.1. Método integral.....	11
3.1.2. Reforzamiento incremental.....	14
3.2. Análisis de diferentes técnicas de reforzamiento	16
3.2.1. Refuerzo con fibra de carbono.....	16
3.2.2. Reforzamiento mediante intervención de columnas (encamisado)	28
3.2.2.1. Encamisado de concreto	28
3.2.2.2. Encamisado de acero	32
3.2.3. Reforzamiento mediante la adición de columnas de concreto armado.....	34
3.2.4. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada (MARM).....	38
3.2.5. Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC).....	43
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS	48
4.1. Resultados estructurales	48
4.2. Resultados arquitectónicos.....	49
4.3. Resultados económicos	50
4.3.1. Reforzamiento mediante adición de columnas de concreto armado.....	50
4.3.2. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada (MARM).....	51
4.3.3. Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC).....	52
CAPÍTULO 5: COMPARACION CBA.....	55
5.1. Identificar alternativas.....	56

5.2. Definir factores.....	56
5.3. Resumir atributos de las alternativas.....	56
5.4. Decidir ventaja de cada alternativa	57
5.5. Decidir importancia de ventajas.....	57
5.6. Evaluación de importancia y costos.....	57
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES	59
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA	61



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Comparación de límites de deriva entrepiso (Adaptado de Martel,2003).....	10
Tabla 2: Densidades de los sistemas FRP y acero (Fuente: ACI 440.2R-08).....	17
Tabla 3: Coeficiente térmico de expansión según el sistema FRP (Fuente: ACI 440.2R-08).17	
Tabla 4: Coeficiente por condiciones de ambiente.....	19
Tabla 5: Propiedades de los sistemas FRP (Fuente: Baca, 2016).....	19
Tabla 6: Propiedades en un sistema FRP en tensión (Fuente: Baca, 2016).....	20
Tabla 7: Desplazamiento en azotea en los distintos refuerzos.....	48
Tabla 8: Rigidez según los distintos refuerzos.....	49
Tabla 9: Alteración arquitectónica según reforzamiento.....	49
Tabla 10: Precio de concreto.....	50
Tabla 11: Precio de acero.....	50
Tabla 12: Costo del reforzamiento mediante adición de columnas.....	51
Tabla 13: Precio de concreto.....	51
Tabla 14: Precio de albañilería.....	51
Tabla 15: Precio de acero.....	52
Tabla 16: Costo del reforzamiento MARM.....	52
Tabla 17: Precio de arriostres.....	52
Tabla 18: Precio de cartela PL-5/16".....	53
Tabla 19: Precio de cartela 2-1-4"x10"x1/4".....	53
Tabla 20: Precio de cartela de t = 5/16".....	53
Tabla 21: Precio del marco conformado por perfiles W8x18.....	54
Tabla 22: Precio de pernos.....	54
Tabla 23: Costo del reforzamiento ACMAC.....	54
Tabla 24: Importancia de ventaja de cada factor.....	57

Tabla 25: Resultados de la comparación CBA58

Tabla 26: Variación del puntaje de la ventaja de cada método.....59

Tabla 27: Variación del costo de cada método59



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Situación de los centros educativos en Perú (Fuente: Perú21, 2018).....	4
Figura 2: Edificio escolar 780 PRE (Fuente: Silva,2012).....	6
Figura 3: Planta del tipo 780 PRE (Fuente: Muñoz et al, 2007).....	6
Figura 4: Falla en columna corta durante sismo de Nazca en 1996 (Fuente: DAI-PUCP, 2007)	8
Figura 5: Estructura de adobe reforzada con sogas y caña (PNUD, 2008).....	13
Figura 6: Comparación de beneficios generados durante el ciclo de vida de la edificación. (Fuente: FEMA 420).....	15
Figura 7: Falla por delaminación extrema (Fuente: Baca, 2016).....	22
Figura 8: Falla por fractura del FRP en zona central (Fuente: Baca, 2016)	23
Figura 9: Ensayos a flexión (Fuente: Baca, 2016).....	23
Figura 10: Ensayo de corte (Fuente: Rosero, 2013)	24
Figura 11: Ensayo de corte (Fuente: Rosero, 2013)	25
Figura 12: Ensayo de columna (Fuente: Rosero, 2013).....	25
Figura 13: Diagrama Resistencia vs deformación axial de la columna (Fuente: Rosero, 2013)	26
Figura 14: Encamisado de concreto en una columna. (Fuente: Reforzamiento de estructuras de concreto - Sika).....	29
Figura 15: Elevación y sección de la columna reforzada. (Fuente: ATEP).....	33
Figura 16: Esquema representativo de la adhesión de nuevas columnas mediante pasadores de acero. (Ramírez, P. 2017)	36
Figura 17: Refuerzo mediante muretes con malla electrosoldada. (Fuente: Ramírez, 2017) ...	38
Figura 18: Modelamiento de pórtico 780 PRE (Fuente: Loa., 2017)	39

Figura 19: Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico 780 PRE (Fuente: Loa., 2017).....	39
Figura 20: Modelamiento de pórtico MARM (Loa., 2017).....	40
Figura 21: Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico MARM (Fuente: Loa, 2017).....	40
Figura 22: Planta de colegio 780 PRE (Fuente: Loa, 2017).....	41
Figura 23: Planta de refuerzo de murete de albañilería reforzado con malla (Fuente: Loa, 2017).....	42
Figura 24: Vista en elevación de un pórtico en la dirección longitudinal (Fuente: Loa, 2017)	42
Figura 25: Curva de capacidad de la estructura (Fuente: Loa, 2017).....	43
Figura 26: Pórtico arriostrado de acero (Fuente: Crisafulli, 2014).....	44
Figura 27: Esquema de reforzamiento ACMAC (Fuente: Loa, 2017).....	45
Figura 28: Modelamiento de pórtico ACMAC (Fuente: Loa, 2017).....	45
Figura 29: Comparación de curva de capacidad del modelo experimental y teórico (Fuente: Loa, 2017).....	46
Figura 30: Curva de capacidad de la estructura. (Fuente: Loa, 2017).....	46

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

La infraestructura educativa es uno de los pilares para el desarrollo del país de cara al bicentenario. Sin embargo, al 2018 se tiene un déficit en infraestructura educativa de 100,000 millones de soles (Gestión, 2018).

Durante la década de los 50 y posteriores, se construyeron una gran cantidad de colegios. Estos colegios consistían básicamente en pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

Con el paso del tiempo y la ocurrencia de sismos en distintas partes del Perú (Huaraz 1970, Nazca 1996, Arequipa 2001, Pisco 2007) se evidenció las deficiencias en el diseño estructural de muchas de estas edificaciones. Esto sucedió debido a los escasos conocimientos sísmicos de la época, así como al desconocimiento de la interacción entre las columnas y la albañilería.

Los conocimientos adquiridos a partir de la experiencia con los daños causados por los sismos resultaron en la actualización de la NDSR de 1977 a la NDSR de 1997, donde se corrigieron ciertos criterios.

Según Quiun, Muñoz & Tinman (2005), algunos de los criterios que cambiaron entre la norma de 1977 y de 1997 son:

- Los desplazamientos laterales calculados con la Norma fueron incrementados.
- El desplazamiento relativo lateral permitido fue reducido.
- Se dió una mayor importancia a las edificaciones de centros educativos, calificándolos con un factor de uso $U = 1,5$.
- Se estudió la interacción entre los elementos arquitectónicos (albañilería y ventanas) con las columnas de concreto armado para identificar las fallas.

Se les da especial énfasis a los cambios de las normas NDSR de 1977 y de 1997 debido a que significaron cambios considerables en la estructuración de los centros educativos. Estas edificaciones construidas luego de la modificación de la norma NDSR de 1997 tuvieron un buen comportamiento ante sismos posteriores debido, principalmente, a la rigidez instalada en los sentidos transversal y longitudinal de la edificación.

En la actualidad, la norma NDSR vigente es la E.030, publicada en 2018. Esta norma fue producto de las constantes modificaciones a la norma NDSR desde 1997; sin embargo, no se realizaron cambios considerables cuyos resultados difieran en gran porcentaje con los obtenidos por la norma NDSR de 1997.

Es por ello que en la presente investigación se les dará especial énfasis a los colegios construidos antes de 1997 (780 PRE), así como a las posibles técnicas de reforzamiento para lograr igualar los criterios de la norma NDSR vigente.

Debido a la naturaleza de este tipo de estructuras (colegios) es necesario el reforzamiento antes de ocurrido el evento sísmico y no su reparación post sismo debido a las consecuencias que este podría suscitar. Para ello se realizó una evaluación de las posibles técnicas de reforzamiento, donde se tomó en consideración que estas sean lo menos invasivas posibles a la arquitectura de colegios emblemáticos, se decidió estudiar las técnicas mencionadas a continuación:

- Reforzamiento con fibra de carbono.
- Reforzamiento mediante la intervención de columnas. (encamisado)
- Reforzamiento mediante la adición de nuevas columnas de concreto armado.
- Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla en ambas caras.
- Reforzamiento mediante la incorporación de pórticos metálicos.

1.2. Objetivos

Objetivo General:

- Analizar las distintas técnicas de reforzamiento aplicadas en los centros educativos

Objetivo Específico:

- Comparar las distintas técnicas de reforzamiento aplicadas en los centros educativos aplicando CBA

1.3. Justificación

La infraestructura educativa es uno de los pilares para el desarrollo del país de cara al bicentenario. Es necesario que los centros educativos de todo el país se encuentren en buenas condiciones debido a que es imprescindible su correcto funcionamiento durante el año escolar. Es por ello que se deben establecer controles que garanticen la funcionalidad de la edificación, tanto en equipamiento, instalaciones y en la estructura misma.

Debido a la incertidumbre de ocurrencia de un sismo de gran magnitud, es necesario que los centros educativos estén preparados para resistir las cargas de sismo, más aún considerando que estas edificaciones son consideradas como esenciales desde la modificación de la norma NDSR de 1997.

De los 57 000 centros educativos públicos en el Perú, alrededor de 12 000 fueron construidos basándose en la norma NDSR 1977 (Perú21, 2018), lo que representa un peligro latente para sus usuarios debido al alto peligro sísmico que este representa.

Por ello, es necesario reforzar los centros educativos ya existentes a fin de que coincidan con los criterios de la norma E.030 vigente.



Figura 1: Situación de los centros educativos en Perú (Fuente: Perú21, 2018)

1.4. Alcance

Se analizará de manera cualitativa la aplicación de las diversas técnicas de reforzamiento estructural en centros educativos construidos antes de la implementación de la norma NDSR de 1997.

Se evaluará la mejor alternativa por medio de la herramienta Choosing By Advantages.

1.5. Metodología

La investigación se realizará bajo un enfoque cualitativo, ya que no se pretende realizar un modelo numérico para cada técnica de reforzamiento a evaluar en la presente investigación. Asimismo, estará diseñado bajo un modelo no experimental-descriptivo. Será no experimental debido a que no se tendrá injerencia alguna sobre las variables de la investigación y será descriptivo debido a que se pretende evaluar las características de cada técnica de reforzamiento.

Finalmente, se pretende realizar un análisis comparativo entre las alternativas de reforzamiento estructural a través del método “Choosing By Advantages” (CBA).

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Situación de colegios 780 Pre y Post

Las primeras construcciones de concreto armado del siglo XX en el Perú presentaban una estructuración de pórticos de concreto en una dirección, muros de albañilería y losas aligeradas o macizas (Blanco, 2005).

Como bien se mencionó en el capítulo anterior, existe una marcada diferencia entre los centros educativos construidos antes y después de la NDSR de 1997 en lo que respecta a la estructuración de las edificaciones. Al respecto, se diferencia a estas edificaciones bajo la denominación 780 PRE para los centros educativos construidos antes de 1997 (construidos bajo las especificaciones técnicas de la primera NDSR de 1977) y 780 POST (para los centros educativos construidos basados en la NDSR de 1997). Sin embargo, la construcción de colegios emblemáticos data desde mucho antes, en la década de los 50 se da la construcción de un grupo de colegios denominados “Grandes Unidades Escolares” los cuales no seguían los lineamientos de ninguna NDSR debido a su antigüedad.

Debido a los escasos conocimientos sísmicos de la época, la NDSR de 1977 no era muy restrictiva en el cálculo de los desplazamientos laterales, es por ello que las edificaciones basadas en dicha norma presentaban excesiva flexibilidad. Tal es el caso de los centros educativos 780 PRE, estos presentaban una configuración típica de pórticos de concreto armado en el eje longitudinal y muros de albañilería en el eje transversal, por lo que presentaban alta vulnerabilidad sísmica en el eje longitudinal. De igual manera, estos presentaban una configuración típica con forma rectangular de uno o tres niveles y de dos a cinco aulas por piso, destinados a aulas o para uso administrativo (Loa, 2017). Sin embargo, se reconoce que muchos de estos centros educativos han soportado bien los efectos de los sismos gracias al aporte de los muros de albañilería, que le daban cierta rigidez lateral a las edificaciones (Blanco, 2005).

Otros de los problemas en la estructuración de los centros educativos 780 PRE son el efecto de columna corta y el hecho de que la junta de separación entre los bloques sea muy pequeña. En dicha época, se desconocía que los ladrillos de los tabiques que forman los alfeizares de las ventanas pudieran romper las columnas de concreto armado. Esto debido al confinamiento de las columnas por el alfeizar, lo que aportaba una mayor rigidez lateral a la columna y, por ende, el elemento debía soportar un mayor esfuerzo por las fuerzas laterales del sismo. Asimismo, no se tenía el concepto de dejar una junta sísmica entre edificios colindantes equivalente al desplazamiento lateral ocurrido durante un sismo; es decir, se construían estructuras independientes, pero prácticamente una al costado de la otra (Blanco, 2005).



Figura 2: Edificio escolar 780 PRE (Fuente: Silva, 2012)

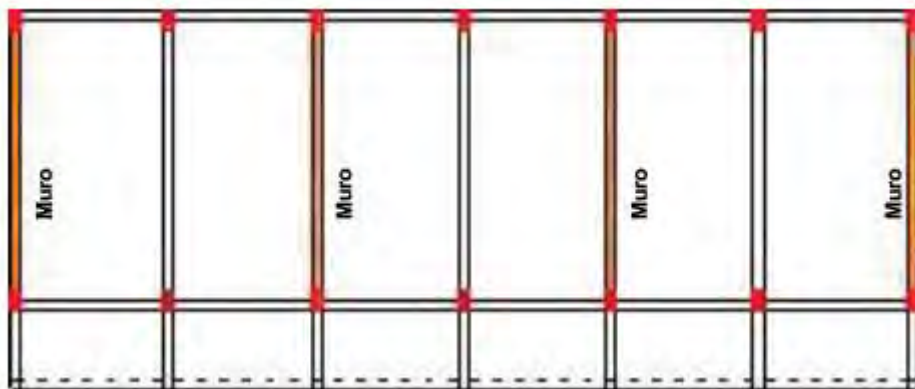


Figura 3: Planta del tipo 780 PRE (Fuente: Muñoz et al, 2007)

En la década de los 70 y 80, el gobierno continuó con el programa de construcción de colegios; sin embargo, se tomaron ciertas consideraciones luego de observarse daños a las edificaciones debido a los sismos de Ancash en 1970 y Lima en 1974. Es en estas décadas que se comienza a introducir columnas con peralte importante en la dirección longitudinal con el fin de ganar rigidez lateral y a separar los tabiques o alfeizares de las columnas. Estos proyectos fueron diseñados con la primera NDSR del año de 1977, en la cual ya se introducían valores de juntas sísmicas entre $\frac{1}{2}$ " y 1" (Blanco 2005 y Ramírez 2017).

Durante la década de los 90, el gobierno peruano inicio un importante plan de construcción de nuevos centros educativos. Este tipo de colegios fueron construidos según distintos modelos en la costa y sierra del Perú, cumpliendo con las exigencias de la NDSR de 1977. Cabe resaltar que varios de estos colegios construidos entre los años 1993 y 1996 no tuvieron una construcción de calidad ni una adecuada supervisión debido a que se encontraban en lugares alejados de las ciudades importantes (Blanco, 2005).

El sismo de Nazca de 1996 hizo reflexionar a la ingeniería peruana acerca de las deficiencias de la NDSR vigente con respecto a la estimación de los desplazamientos laterales de las edificaciones. Pese a que este sismo fue moderado (no severo) se observaron daños de consideración en varios colegios de reciente construcción. En el eje transversal no se tuvieron daños significativos debido a la rigidez lateral aportada por los muros de albañilería. En el eje longitudinal si se produjeron daños considerables por el choque entre las columnas y alfeizares (efecto columna corta), esto sucedió debido a que el desplazamiento lateral de los elementos durante el sismo fue mayor al espesor de la junta instalada, por lo que no se logró evitar la interacción entre el tabique y la columna (Blanco, 2005).



Figura 4: Falla en columna corta durante sismo de Nazca en 1996 (Fuente: DAI-PUCP, 2007)

Con la publicación de la NDSR de 1997, el cálculo de los desplazamientos laterales se ajustó al orden de 2.5 veces el calculado en la NDSR anterior. Además, se añadió un factor de importancia para los centros educativos, lo que permitía el diseño con una mayor fuerza cortante y, por ende, el cálculo de un desplazamiento lateral más reservado. Esto obligó a los diseñadores a incrementar la sección de las columnas en el eje longitudinal, a fin de obtener una mayor rigidez y cumplir con los límites de desplazamientos máximos. Gracias a estas nuevas exigencias de la NDSR, se proyectaron y construyeron varios centros educativos en distintos departamentos del Perú desde 1998 (Blanco, 2005).

2.2. Evolución de la norma sismorresistente

Desde el año 1970 se cuenta con una norma de diseño sismorresistente en Perú, la cual ha sido actualizada en diversas ocasiones hasta tener una última modificación en el año 2018, la cual rige hasta la actualidad. Estas modificaciones realizadas a la norma se produjeron después de lecciones aprendidas de estas, pues los sismos ocurridos en este lapso de tiempo en territorio peruano permiten corroborar que las consideraciones realizadas sean correctas o cercanas a la realidad.

La modificación más significativa que se realizó a la norma de diseño sismorresistente se produjo en el año 1997. La mencionada actualización de la norma tuvo como precedente el sismo de Nazca de 1996, pues se observó que los desplazamientos reales excedían a los que se estimaban con la norma.

Las edificaciones más afectadas en el sismo de Nazca fueron los colegios INFES. La estructura de estos centros educativos era típica, contaba con dos pisos en los cuales se tenía aulas cuadradas de 7.80 metros de lado y una altura aproximada de 3.35 metros. Estas estructuras al ser diseñadas con el reglamento de 1977 resultaron ser muy flexibles en su dirección longitudinal (Quiun et al, 2005), motivo por el que tenían desplazamientos muy elevados.

Quiun (2005) resalta algunos de los principales cambios realizados en la actualización de la norma de diseño sismorresistente del año 1997, estos son:

- Los desplazamientos laterales fueron incrementados que se estimaban con los factores de la norma fueron incrementados. Según Blanco (2005), los desplazamientos obtenidos con la norma de 1997 eran aproximadamente mayores a los calculados con la norma de 1977 debido a que los factores del valor R se incrementaron. Córdova (2012) en su presentación del Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras presentó la siguiente comparación entre desplazamientos.

El desplazamiento según la norma 1977 se define como:

$$\Delta_{REAL} = \Delta_{ANALISIS} \times \frac{3}{4} R_{1977}$$

El desplazamiento según la norma 1997 se define como:

$$\Delta_{REAL} = \Delta_{ANALISIS} \times R_{1997}$$

Como el valor de R se incrementa en 2.5 veces y en la ecuación de 1997 no se multiplica a R por $\frac{3}{4}$, se obtiene que los desplazamientos de la norma 1997 son 3.33 veces mayores.

- Las derivas de entrepiso se redujeron. A continuación, en la siguiente tabla se muestra la variación existente en este parámetro en ambas normas.

Tabla 1: Comparación de límites de deriva entrepiso (Adaptado de Martel,2003)

Norma	N-77	E.030-97	Variación
Material predominante	Δ_i/he_i	Δ_i/he_i	$(\Delta_{77}/\Delta_{97}-1) * 100$
Concreto armado	0.010	0.007	43%
Acero	0.015	0.010	50%
Albañilería	0.010	0.005	100%
Madera	0.015	0.010	50%

Se observa que las el límite de deriva entrepiso se redujo considerablemente en la norma de 1997, esto significa que las estructuras diseñadas a partir de 1997 tendrían mayor rigidez.

- Los centros educativos se declararon como edificaciones esenciales, esto significativa que adquieren el mayor factor U establecido de 1.5.

Con el sismo del Ático en 2001, se observó que los criterios establecidos en la norma de 1997 solucionaron el problema de los desplazamientos. Se observó que los colegios construidos después de la promulgación de la norma no presentaron las fallas que se observaban en los colegios 780 PRE.

Desde la norma de 1997, se ha ido realizando algunos ajustes de acuerdo a estudios que se han ido realizando, como por ejemplo la actualización de la zonificación sísmica en el Perú, sin embargo, esto no ha significado un cambio tan drástico como el que ocurrió entre el caso expuesto. A partir del año 2016, la norma E.030 permite el uso de reforzamiento incremental siguiendo los criterios establecidos en “Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation”, FEMA P-420, Risk Management Series, USA, 2009.

CAPÍTULO 3: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Métodos de reforzamiento

3.1.1. Método integral

Dentro de los tipos de reforzamiento de estructuras, el de tipo integral se refiere a los métodos que consisten en reforzar las estructuras en procedimientos dentro de un periodo de tiempo corto, a comparación de los refuerzos progresivos. Este tipo de procedimientos requieren de ensayos previos que garanticen el mejoramiento del comportamiento de las estructuras frente a las solicitaciones a las que será expuesta la estructura.

Este tipo de reforzamientos se da, por ejemplo, en casos en los que se requiera un refuerzo estructural para contrarrestar comportamientos deficientes frente a solicitaciones de cargas que pueden ocasionar daños en la estructura. Estas deficiencias se dan, usualmente, por desconocimientos técnicos.

Una de las principales razones por las que se requieren refuerzos estructurales de este tipo en nuestro medio, es el comportamiento de la estructura frente a solicitaciones sísmicas. Estas situaciones comprometen la integridad de la estructura debido a las aceleraciones a las que son sometidas. Estas aceleraciones generan desplazamientos y fuerzas que pueden traducirse en un daño estructural que comprometa la integridad de la estructura.

Dentro de los tipos de reforzamiento integral se encuentran soluciones de acuerdo a la envergadura de la estructura, así como también de acuerdo a los materiales con las que se ha construido. Por ejemplo, las soluciones integrales de reforzamiento son distintas en estructuras de concreto en comparación con estructuras de adobe, debido a las diferencias mecánicas de cada material.

En el caso de las estructuras de concreto armado se tienen algunas opciones tales como refuerzo de elementos portantes (por ejemplo, columnas y placas) mediante encapuchados, nuevas adiciones de elementos portantes, adición de elementos disipadores, entre otros. Por otro lado, las estructuras de adobe pueden ser reforzadas mediante elementos de fabricación artesanal que provean un mejor confinamiento del material de construcción.

Dado que en el país existen muchos edificios de adobe, resulta pertinente analizar casos de estudios relacionados con el refuerzo de este tipo de estructuras. Quispe, J. & Rondón, S. (2012) plantean un marco teórico con relación a un reforzamiento integral de un local escolar en la provincia de Yauyos.

En el estudio presentado por los autores, se menciona que la poca capacitación técnica y el desconocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras se ha traducido en una elevada vulnerabilidad sísmica de este tipo de locales, que, al tratarse de edificaciones importantes, representan un punto pendiente en cuanto a las propuestas de reforzamiento integral concierne.

Dentro de las soluciones planteadas se muestran distintas metodologías como, por ejemplo:

- Refuerzo mediante mallas exteriores
- Rehabilitación con elementos de madera confinantes
- Contrafuertes
- Mallas electrosoldadas
- Geomallas

Cada uno de estos métodos de reforzamiento son evaluados para cada situación tanto geográfica como estructural y pueden ser aprovechados siempre que se cuenten con los recursos técnicos y de materiales.

El Manual para el Desarrollo de Viviendas Sismorresistentes (PNUD, 2008) de las Naciones Unidas, también muestra distintos procedimientos de refuerzo integral para estructuras de adobe utilizando materiales que pueden ser adaptados de manera versátil. La siguiente figura muestra una aplicación de refuerzo estructural utilizando sogas y varas de caña:



Figura 5: Estructura de adobe reforzada con sogas y caña (PNUD, 2008)

Como se puede apreciar, el objetivo del reforzamiento estructural es el de buscar soluciones que se adapten a cada uno de los medios en los que se desarrollan los proyectos. Asimismo, el reforzamiento estructural integral se presenta como una alternativa que pretende mitigar los efectos adversos de los sismos y su utilización es materia que se encuentra en constante desarrollo.

Cabe mencionar que este tipo de reforzamiento es aplicable de acuerdo a la disponibilidad de tiempo en el que se pueda desarrollar el proyecto. En el caso de los colegios a nivel nacional, que son el objeto principal del presente estudio, se debe tener en cuenta el periodo de vacaciones de las instituciones y cumplir con este plazo para los proyectos de reforzamiento estructural.

Este es uno de los principales inconvenientes que se tiene cuando se plantean soluciones integrales. Frente a esta situación, se pueden contemplar alternativas de refuerzos del tipo progresivo que garanticen un mejor desempeño frente a situaciones de riesgo a mediano y largo plazo los cuales estarán sujetos también a las investigaciones pertinentes.

3.1.2. Reforzamiento incremental

La rehabilitación sísmica incremental es una serie ordenada de procesos discretos implementados durante un periodo prolongado de tiempo, en el cual se busca que coincida con las fechas programadas de mantenimiento, reparaciones o renovaciones de las edificaciones con el fin de realizar los procesos en un periodo donde la ocupación o el uso de esta sea reducido. Además, gracias a este enfoque es posible iniciar a corto plazo, ya que puede programarse como un componente extra del mantenimiento planificado para la edificación.

A diferencia de la rehabilitación en una sola etapa, la cual es costosa y disruptiva, el reforzamiento incremental reduce los costos causados por la interrupción, pues, en el caso de escuelas, esta se puede realizar durante el periodo de vacaciones. Asimismo, los beneficios de este enfoque se superponen a los resultados de un proyecto reforzado en una sola etapa. Como se muestra en la siguiente imagen de FEMA 420, si bien los beneficios del reforzamiento directo son obtenidos antes, estos se van degradando conforme pasa el tiempo; por otro lado, el reforzamiento incremental no posee el mismo efecto inmediato que el reforzamiento directo; sin embargo, el valor de este a largo plazo es mayor que el obtenido directamente debido a su degradación.

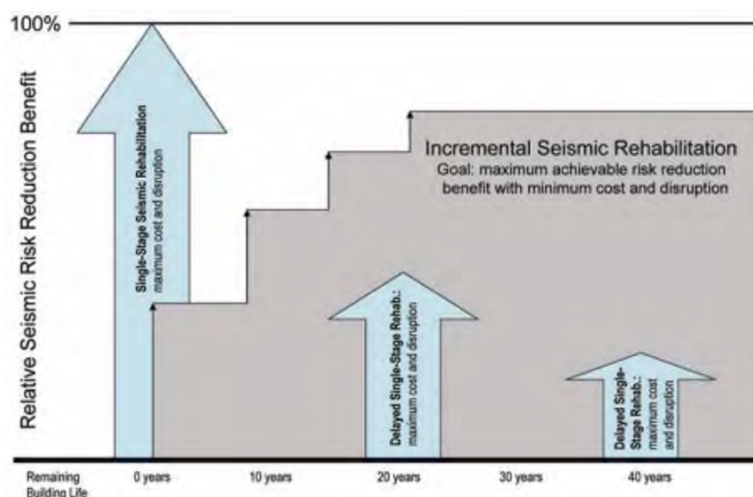


Figura 6: Comparación de beneficios generados durante el ciclo de vida de la edificación. (Fuente: FEMA 420)

La norma E.030 permite el uso de este tipo de reforzamiento empleando los criterios de reforzamiento incremental establecidos en el FEMA 420. Esta se encuentra subdividida en FEMA 395 al 400, pues cada una de estas se centran en un tipo de edificación definido. Cabe destacar que, si bien la norma peruana de diseño sismorresistente del Perú menciona que es permitido la implementación de reforzamiento incremental, esta no brinda objetivos o una metodología a seguir para su desarrollo.

El FEMA 395, dirigido a reforzamiento de centros educativos, propone la siguiente metodología para la implementación del reforzamiento incremental:

- Detección sísmica: Identificar los edificios más vulnerables por ciudad para ser abordados con mayor detalle. Este paso puede obviarse si se trata de una ciudad pequeña.
- Evaluación sísmica: Consiste en un análisis de ingeniería más detallado sobre las edificaciones seleccionadas, con el fin de identificar los puntos más deficientes y determinar las medidas de rehabilitación más adecuadas.
- Desarrollo de una política de reducción de riesgos: Establecer objetivos de desempeño sísmico de las edificaciones a reforzar.

- **Planificación de rehabilitación sísmica:** Consiste en definir las secciones más críticas o las que brinden un mayor aporte a la resistencia de la estructura para que estas tengan prioridad en el reforzamiento incremental. Además, definir la programación de los incrementos de tal manera que estos coincidan con las fechas de mantenimiento o las de menor ocupación de la edificación.
- **Implementación de incrementos de rehabilitación sísmica:** Desarrollo de un cronograma de implementación general. Las medidas de rehabilitación deben establecerse de tal manera que se cumpla con los objetivos de desempeño sísmico definidos. Además, se debe verificar que ningún incremento deje más vulnerable a la edificación una vez iniciado el trabajo.
- **Gestión de proyectos de rehabilitación sísmica:** esta fase consiste en verificar que los planes y especificaciones se implementen adecuadamente durante el proceso de reforzamiento.

3.2. Análisis de diferentes técnicas de reforzamiento

3.2.1. Refuerzo con fibra de carbono

Descripción

La fibra de carbono es un polímero utilizado como técnica de reforzamiento estructural en el mundo desde los años 80's; mientras que, en el Perú se comenzó a emplearla desde los años 90's. Debido a ello, su diseño y aplicación se vio regulado por un reglamento emitido por el Comité 440 del ACI en el año 2002; sin embargo, este tuvo ciertos cambios importantes debido a los múltiples programas de ensayos de laboratorio e investigaciones y fue reemplazado por la Norma ACI 440.2R-08.

La fibra de carbono se obtiene del recalentamiento sucesivo del poliacrilonitrilo, el cual origina cintas alineadas de carbono en su forma de grafito (Flores, 2013). Estas son muy delgadas, casi 10 veces menor del diámetro de un cabello, pero flexibles y muy resistentes a tracción.

Este material se caracteriza por su baja densidad, el cual es casi 6 veces menos que la densidad del acero, lo que permite reducción de costo de transporte y facilidad de manejo de materiales hacia el lugar del proyecto, así como también, poca consideración de la carga muerta de esta en la estructura. A continuación, se muestra la tabla de comparación de densidades de los sistemas FRP y el acero.

Tabla 2: Densidades de los sistemas FRP y acero (Fuente: ACI 440.2R-08)

Steel	GFRP	CFRP	AFRP
490 (7.9)	75 to 130 (1.2 to 2.1)	90 to 100 (1.5 to 1.6)	75 to 90 (1.2 to 1.5)

Por otro lado, el coeficiente térmico de expansión depende del tipo de fibra, resina y del volumen de la fracción de la fibra, y de igual manera, varía en la dirección longitudinal y transversal. El signo negativo hace referencia a la contracción del material a causa del incremento de temperatura y la expansión de este, se debería a un decrecimiento de temperatura (ACI 440.2R-08, pp14). En la siguiente tabla, se muestra estos coeficientes para distintos sistemas FRP.

Tabla 3: Coeficiente térmico de expansión según el sistema FRP (Fuente: ACI 440.2R-08)

Direction	Coefficient of thermal expansion, $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal, α_L	3.3 to 5.6 (6 to 10)	-0.6 to 0 (-1 to 0)	-3.3 to -1.1 (-6 to -2)
Longitudinal, α_T	10.4 to 12.6 (19 to 23)	12 to 27 (22 to 50)	33 to 44 (60 to 80)

*Typical values for fiber-volume fractions ranging from 0.5 to 0.7.

Asimismo, la capacidad de efecto a altas temperaturas depende del tipo de resina (puede llegar a una temperatura entre 60 y 82°C), pues las fibras tienen mejores propiedades térmicas y, por ende, pueden soportar mayor carga en la dirección longitudinal hasta alcanzar una temperatura máxima superior a 1000°C. Sin embargo, los resultados de prueba indican que temperaturas mayores a las que puede soportar la resina, afectan en la resistencia a la tracción. (ACI 440.2R-08, pp15).

Este material es frecuentemente utilizado para refuerzo de vigas, losas, muros y columnas con el fin de incrementar la resistencia a flexión y cortante; o en caso, de columnas y placas, cuando estas necesitan soportar mayor carga axial y cortante; y, por otro lado, también, es usado como refuerzo para puentes, pilotes en muelles, tuberías de concreto, entre otros (Baca, 2016).

Las condiciones de ambiente para la selección del sistema FRP, afectan especialmente a las resinas y fibras de los diferentes sistemas FRP, tales como alcalinidad, agua salada, químicos, luces ultravioletas, altas temperaturas, alto contenido de humedad o ciclos de congelamiento-descongelamiento (ACI 440.2R-08, pp25) Estas condiciones generan que las propiedades mecánicas de los sistemas FRP se reduzcan o deterioren; por ello, para su diseño, el ACI 440.2R-08 tomó en cuenta estos posibles agentes a los que podrían estar expuestos los sistemas FRP e indicó ciertos coeficientes mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4: Coeficiente por condiciones de ambiente

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

Por otro lado, las propiedades del sistema de refuerzo FRP (Fiber Reinforced Polymer) dependerán si estas son solo de las fibras de carbono o con las resinas saturantes, lo cual significaría un sistema compuesto. Por ello, el ACI 440 -R07, indica las propiedades para cualquiera de esos dos tipos sugeridas por los fabricantes, donde el Método 1 hace referencia al sistema compuesto y el Método 2, solamente a las fibras, mostrado a continuación.

Tabla 5: Propiedades de los sistemas FRP (Fuente: Baca, 2016)

PROPIEDADES DE LOS PRINCIPALES SISTEMAS FRP COMITÉ ACI - 440 R - 07						
FRP system	Fiber type	Weight g/m ² (lb/ft ²)	Design thickness mm (in.)	Tensile strength, MPa (ksi)	Tensile elastic modulus, GPa (ksi)	ACI 440.3R test reporting method
Fyfe Co.LLC (2005)						
Tyfo SEH51 sheet	Glass	915 (0.19)	1.3 (0.052)	575 (83.4)	26.1 (3785)	Method 1
Tyfo SCH41 sheet	Carbon	644 (0.14)	1.0 (0.040)	985 (143)	95.8 (13,900)	Method 1
Sika Corp. (2007)						
Sika Wrap Hex 100G sheet	Glass	913 (0.19)	1.0 (0.40)	531 (77)	23.6 (3430)	Method 1
Sika Wrap Hex 103C sheet	Carbon	618 (0.13)	1.0 (0.040)	717 (104)	65.1 (9450)	Method 1
CarbonDur S plate	Carbon	1800 (0.37)	1.2 to 1.4 (0.048 to 0.055)	2800 (406)	165 (23,900)	Method 1
BASF (2006)						
MBrace EG 900 sheet	Glass	900 (0.19)	0.37 (0.015)	1517 (220)	72.4 (10,500)	Method 2
MBrace CF 130	Carbon	300 (0.062)	0.17 (0.007)	3800(550)	227 (33,000)	Method 2
MBrace CF 160	Carbon	600 (0.124)	0.33 (0.013)	3800 (550)	227 (33,000)	Method 2

Asimismo, es importante conocer los esfuerzos y deformaciones máximas tolerables de los sistemas FRP; por ello, se muestra en el siguiente gráfico las diferencias entre un sistema compuesto FRP y uno de solo fibras en un ensayo a tensión.

Tabla 6: Propiedades en un sistema FRP en tensión (Fuente: Baca, 2016)



Como se puede observar, el sistema de solo fibras es el que mayor esfuerzo (más de 4 veces el esfuerzo del sistema compuesto) y deformación (aproximadamente 0.7% más que el sistema compuesto). Sin embargo, el diseño de estos no se realiza con los valores esfuerzo y deformación de las fibras como se solía realizar antes de la norma ACI 440 2008, si no que se analiza, también, las restricciones o fallas que podría presentar el concreto durante el ensayo, ya que estas van adheridas a él. Debido a ello, se realizaron investigaciones y ensayos que evaluaran el comportamiento correcto de estas fibras en concreto, del cual se encontraron problemas de delaminación y, en algunos casos, no se llegaba ni a las resistencias teóricas generando problemas de inseguridad.

Ensayos

De este modo, se realizaron tesis de ensayos de vigas a escala sometidos a flexión que fueron realizados en el laboratorio de CISMID por Erick Baca y Cristian Espinoza, y otros ensayos de vigas a corte realizados por el Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology y estudios de confinamiento de columnas, ambos mencionados en la tesis de Rosero Landeta.

Los ensayos realizados por Baca y Espinoza consistieron en el cálculo teórico de resistencia nominal y modos de falla, teniendo las siguientes consideraciones de las propiedades de los materiales:

- Diagrama esfuerzo-deformación propuesto por Todeschini para el concreto.
- Diagrama esfuerzo-deformación, comportamiento elastoplástico bilineal para el acero.

-Diagrama esfuerzo-deformación, comportamiento elástico lineal para los sistemas CFRP. Asimismo, se consideró 2 tipos de CFRP: Sistema Sik Carbodur y Sistema CF-130-Mbrace, los cuales presentan la siguiente deformación máxima indicada por los fabricantes (sin considerar factores de reducción-km ni factor de reducción por condiciones de ambiente-CE)

- $\epsilon_{fu} = 0.008$ (Sistema Sika carbodur)
- $\epsilon_{fu} = 0.015$ (Sistema CF-130 - Mbrace)

Los resultados respecto a la resistencia nominal mostraron que la mayoría de las vigas fallaron por delaminación del sistema CFRP en los extremos de los especímenes. Dentro de ellas, las vigas reforzadas con el segundo sistema, llegaron a un momento de falla del 82-94% del momento nominal teórico; mientras que las vigas reforzadas con el primer sistema llegaron a un momento de falla mucho menor, alrededor del 75% del momento nominal teórico y las vigas a las que se le implemento un refuerzo en U en los extremos, no tuvieron inconvenientes, pues llegaron al momento nominal teórico. (Baca, 2016)

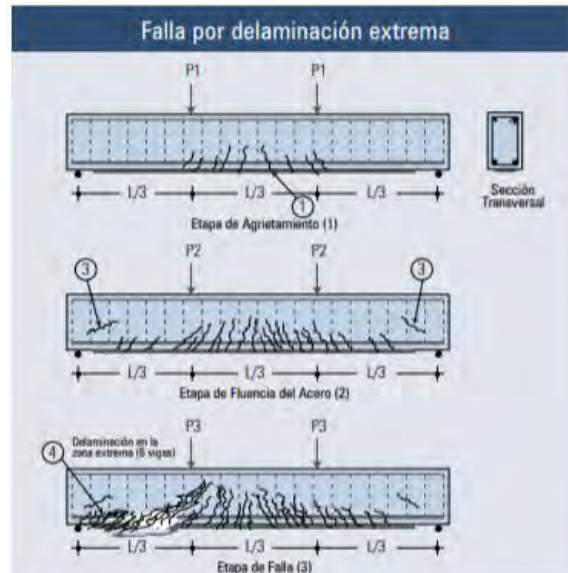


Figura 7: Falla por delaminación extrema (Fuente: Baca, 2016)

Por otro lado, respecto al tipo de falla, se encontraron 2: por delaminación extrema y por fractura del sistema CFRP. La primera falla surgió cuando aparecen las primeras fisuras de tracción diagonal y agrietamiento en la zona de los apoyos, las cuales se extienden bajo el acero de refuerzo hasta llegar a las fisuras por flexión, de modo, que se delamina toda la zona inferior de concreto produciendo una falla frágil. Debido a ello, a otros especímenes se les colocó anclaje adicional tipo U (refuerzo transversal) en los extremos, lo cual evito la falla por delaminación en los extremos y llegaron a valores de resistencia mayores a la resistencia nominal teórica.



Figura 8: Falla por fractura del FRP en zona central (Fuente: Baca, 2016)

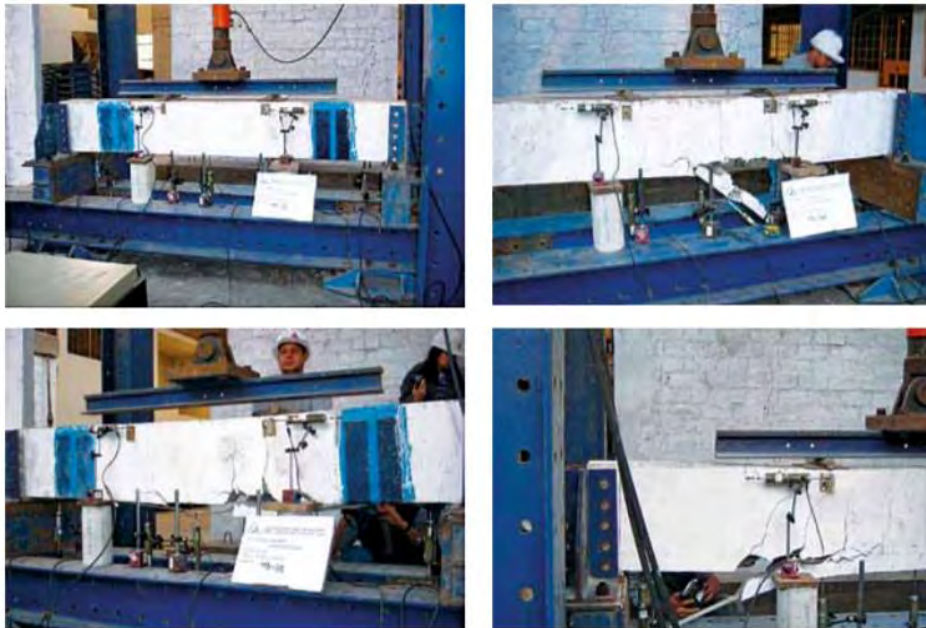


Figura 9: Ensayos a flexión (Fuente: Baca, 2016)

Los ensayos de viga a corte realizado por el Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology (EMPA), consistió en 3 vigas iguales reforzadas por diferentes sistemas CFRP y colocadas de distinta manera detalladas a continuación:

- Una reforzada por Sika Carbodur, en la cual las platinas fueron colocadas cerca a los apoyos verticalmente y separadas entre si unos 30 cm.

- Una reforzada por Sika Wrap Hex-230C y adheridos con resina de impregnación Sikadur-30 colocada de forma vertical.
- Una reforzada por Sika Wrap Hex-230C y adheridos con resina de impregnación Sikadur-30 colocada de forma inclinada a 45°.

Como resultado se presenta el diagrama carga vs deflexión en el centro de la luz de los 3 especímenes:

El primero presenta una falla dúctil, pues a pesar de que logra alcanzar su máxima carga, sigue deformándose sin romperse. El segundo presenta una falla frágil, ya que, si bien alcanzó la misma carga que la anterior, no tiene mayor capacidad de deformación. Por último, el tercero no logra alcanzar la misma carga, pero tiene gran capacidad de deformarse.



Antes del ensayo



Después del ensayo a la falla

Figura 10: Ensayo de corte (Fuente: Rosero, 2013)

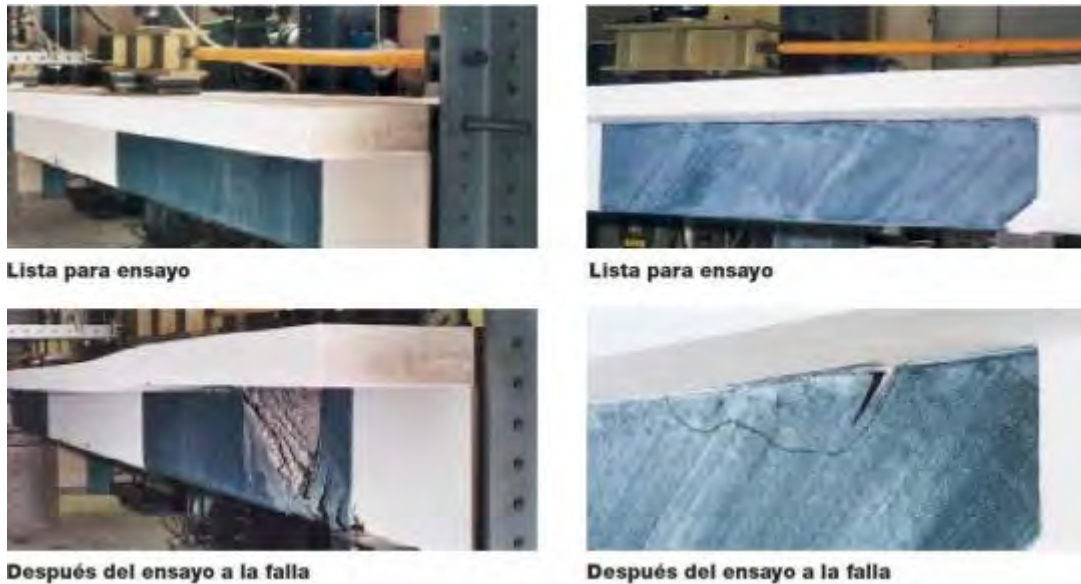


Figura 11: Ensayo de corte (Fuente: Rosero, 2013)

Los ensayos de columna tienen como objetivo verificar si la resistencia a compresión como las deformaciones de los elementos confinados con acero o materiales compuestos son mayores y convenientes que los que no se encuentran confinados, pues los sistemas FRP al presentar un comportamiento elástico lineal, produciría un confinamiento gradual creciente en el concreto en vez de evitarlo como lo haría un confinamiento de acero. Sin embargo, los resultados demostraron que el confinamiento con acero o sistema CFRP alcanzan una capacidad de deformación muy parecida.



Figura 12: Ensayo de columna (Fuente: Rosero, 2013)



Figura 13: Diagrama Resistencia vs deformación axial de la columna (Fuente: Rosero, 2013)

Cada tipo de sistema FRP tiene su propia ficha técnica del producto y su instalación. Asimismo, el ACI 440 indica ciertas recomendaciones a tener en cuenta durante el proceso de instalación como las siguientes:

- Experiencia del contratista
- Consideraciones de temperatura y humedad
- Equipo (máquinas)
- Reparación y/o preparación de la superficie
- Mezclado curado de resina
- Impregnación de la fibra
- Colocación y alineación de las fibras
- Curado de resina
- Protección de agentes externos del CFRP

Ventajas y desventajas

Ventajas:

- Peso liviano, lo cual facilita la instalación y no provoca mayor carga en la estructura.
- Espesor muy pequeño, lo cual no afecta a la arquitectura ni en la geometría del elemento a reforzar
- Resistente a la tracción (a flexión y a corte)
- Gran efecto de confinamiento.
- Buena durabilidad, resistente a la corrosión y poco mantenimiento.
- Instalación fácil, pero requiere personal especializado.
- Muy flexible y adaptable a cualquier forma.

Desventajas:

- Muy costoso
- Baja resistencia a la compresión.
- Complicado proceso de fabricación.
- Control de calidad minucioso y complejo.
- Complicado análisis estructural.
- Personal calificado y con experiencia para la instalación.
- Depende sumamente de las condiciones ambientales del entorno.

3.2.2. Reforzamiento mediante intervención de columnas (encamisado)

El encamisado de un elemento estructural se utilizaba en principio cuando este se encontraba muy dañado, por lo tanto, se buscaba dotar de una mayor resistencia mediante el aumento de la sección transversal del elemento. Gracias a este aumento, la resistencia axial, cortante, flexión y rigidez incrementaba. Por tal motivo, esta técnica no solo es considerada como un método de reparación sino también como uno de refuerzo (Soto:2008). Los tipos de encamisados a evaluar a continuación son el de concreto reforzado y el de acero.

3.2.2.1. Encamisado de concreto

Descripción

El reforzamiento por encamisado de concreto de una columna consiste en agregar refuerzo longitudinal y transversal, o una malla electrosoldada alrededor de la sección de la columna y después recubrirla con concreto, el cual se puede colocar vaciado en sitio con formaleta, con concreto lanzado o proyectado, o con adición de elementos prefabricados. (Sika:2017)

El proceso constructivo de esta técnica se basa en la correcta adherencia entre el concreto de la columna original y el nuevo. Para ello, se debe preparar la superficie de la columna con el fin de obtener las condiciones idóneas en cuanto a limpieza, cohesión, solidez y rugosidad (Ayala:2018). Tras haber preparado la superficie, se realiza el armado del refuerzo, el cual debe estar conectado mediante conexiones soldadas con la armadura de la columna original. Posteriormente se suministra el concreto, cabe resaltar que es posible implementar aditivos con el fin de mejorar la adherencia. Asimismo, es importante la compactación y el curado del concreto con el fin de prevenir posibles fallos en el elemento estructural. Se recomienda un saturado de agua por 14 días y tapar la superficie de la nueva columna durante las primeras 36 horas para evitar la irradiación solar directa (Do Lago: 1997)

Por último, el detalle del encamisado depende de la propiedad que se requiera mejorar. Por ejemplo, si se requiere aumentar la resistencia a compresión y cortante, Sika (2017) menciona:

El enchaquetado no necesariamente debe quedar en contacto con la losa o viga, ya que la transferencia de carga axial al enchaquetado en las zonas superior e inferior de la columna se hace a través del confinamiento del concreto y en la zona intermedia de la columna por la transmisión tangencial a través de la junta rugosa y adherida entre concreto antiguo y encamisado que hace que en esta zona la carga axial ya la soporte la sección de concreto compuesta más el refuerzo vertical nuevo y antiguo. Sin embargo, si se quiere dar rigidez a la columna debe haber contacto del enchaquetado con la losa o viga. (p.13).

A continuación, se muestra el detalle estructural del encamisado de concreto para una columna:

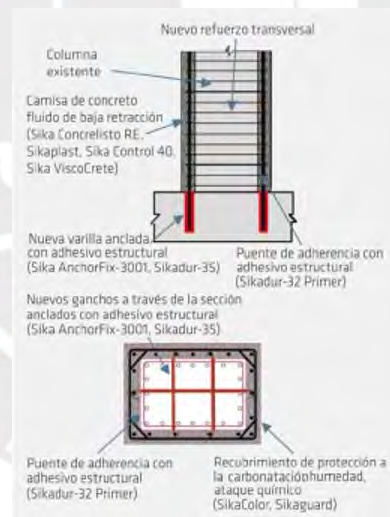


Figura 14: Encamisado de concreto en una columna. (Fuente: Reforzamiento de estructuras de concreto - Sika)

Recomendaciones del ACI (369-06):

El ACI brinda las siguientes recomendaciones a tener en cuenta para el análisis, diseño y construcción del encamisado de las columnas:

Constructivas:

- Se recomienda que el encamisado sea en todas las caras de la columna para obtener un mayor desempeño.
- En el caso que el encamisado no sea en todas las caras, se debe verificar si es necesario colocar elementos de conexión que aseguren la transmisión de esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento original. En el caso que se requiera se puede recurrir al uso de ganchos estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento, se debe asegurar la correcta transferencia de esfuerzos cortantes en la zona de contacto, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.
- La resistencia del concreto a emplear para el encamisado debe ser mayor a 210 kg/cm² y al empleado para la columna original.
- Para garantizar una correcta adherencia entre el concreto existente y el nuevo, se debe limpiar la superficie de la columna y además asegurarse que se encuentre rugosa.

Análisis y diseño:

- Se puede analizar a los elementos encamisados como elementos compuestos con una perfecta adherencia si se asegura el comportamiento monolítico.
- Si la columna es de sección rectangular, se concentrará el refuerzo en las esquinas para poder confinarlos con estribos. Por otro lado, si se desea distribuir el refuerzo, se debe unir al refuerzo existente mediante conectores soldados.
- En el diseño del encamisado, se debe considerar posible redistribución de cargas, cambios en los mecanismos de falla y un cambio en las propiedades dinámicas de la estructura.
- Es posible utilizar el método de la sección transformada equivalente para determinar las propiedades geométricas del elemento.

- En caso exista daño previo en el elemento original, se recomienda ignorar el aporte de la rigidez del elemento encamisado.

Ventajas y Desventajas

Ventajas:

- No requiere de un costo elevado ni de una mano de obra especializada.
- Baja conductividad térmica, es decir las armaduras se encuentran debidamente aisladas y protegidas.
- Aumenta la resistencia y rigidez de la estructura.
- Posibilidad de realizar acabados arquitectónicos.

Desventajas:

- Aumento elevado del peso propio de la estructura.
- Aumento de la sección de las columnas, lo cual disminuye las áreas libres causando posibles problemas estéticos.
- Las columnas no pueden ser cargadas hasta pasado los 28 días, ya que es necesario que el concreto alcance su resistencia de diseño.

Ensayos

Rodríguez y Park en sus estudios sobre el reforzamiento de estructuras mediante encamisado en 1994, realizaron 4 ensayos con el fin de investigar sobre el incremento de resistencia, ductilidad y rigidez que se pueden obtener al encamisar una columna. Estos cuatro especímenes consistieron en columnas con daño y sin daño previo, a las cuales se le aplicó el refuerzo de encamisado de concreto para luego ser sometidas a cargas axiales y laterales cíclicas. Así como también columnas sin reforzamiento sometidas a las mismas cargas. Tras realizar los ensayos, se concluyó lo siguiente:

- Los efectos del daño previo en las columnas, no poseen una importancia significativa en el desempeño sísmico de la estructura gracias el encamisado de concreto.
- Los especímenes a los cuales se le aplicó el encamisado, alcanzaron el triple de resistencia y rigidez que las columnas sin reforzamiento.
- Los especímenes reforzados incrementaron significativamente su resistencia, rigidez y ductilidad.

3.2.2.2. Encamisado de acero

Descripción

Consiste en reforzar la columna mediante la inclusión de acero en su superficie. Para ello, existen diversos métodos como la colocación de ángulos de acero en las aristas unidos mediante soleras transversales en toda la altura de la columna, o el encamisado de chapas y ángulos de acero unidos. Sin embargo, según un estudio realizado por la Asociación técnica española del pretensado en 1995, la implementación del encamisado de chapa de acero soldada con inyección de huecos es el método cuyos ensayos obtuvieron un mejor comportamiento. Esta técnica se basa en la transferencia de esfuerzos por adherencia entre la superficie de la columna a reforzar y el encamisado de dos chapas dobladas en L y soldadas longitudinalmente. (ATEP:1995)

Al igual que para el encamisado de concreto, para el empleo del encamisado de acero es necesario preparar la superficie de la columna a fin de mejorar la adherencia con el acero. Después se debe preparar las chapas conforme a las dimensiones de la columna y luego su colocación procurando dejar un espaciamiento de al menos 2mm para la inyección del material a base de resina epóxica con arena fina, el cual servirá como adherente entre la columna y el refuerzo metálico. (ATEP:1995)

A continuación, se muestra el detalle de la sección transversal de la columna reforzada empleando el método explicado:

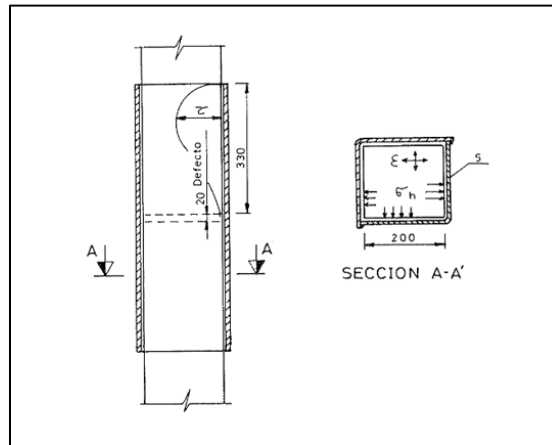


Figura 15: Elevación y sección de la columna reforzada. (Fuente: ATEP)

Ventajas y Desventajas

Ventajas:

- Brinda un alto confinamiento a la estructura, lo cual disminuye el riesgo de falla por pandeo.
- Aumento insignificante de la sección transversal de la columna.
- Aumento considerable de la rigidez del elemento, así como su resistencia a cortante.

Desventajas:

- Requerimiento de mano de obra especializada para soldaduras.
- Exposición del acero al fuego (alta conductividad térmica).
- Problemas de corrosión debido a su exposición.
- Alto costo de mantenimiento e instalación.

Ensayos

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Antisísmica realizó un estudio en el año 2007, a fin de evaluar el comportamiento de las columnas con encamisado de acero. Se realizaron tres series

de ensayos de columnas siendo los más destacados los casos de implementación de resina epóxica para la adherencia de concreto-acero, el caso sin resina y el de columnas dañadas. Las columnas encamisadas para cada caso fueron sometidas a carga axial y lateral cíclicas. Tras realizar los ensayos se concluyó lo siguiente:

- En las columnas que no se utilizó resina epóxica se evidenció un claro deslizamiento entre la camisa de acero y el concreto, mientras que en las que sí se empleó la resina, no se presentó.
- A pesar que el deslizamiento provocado por la falta de resina no disminuye la resistencia, se observó en estos ensayos una mayor degradación de rigidez ante los ciclos repetitivos de carga.
- Las resistencias a fuerza cortante de los ensayos con carga lateral cíclica resultó mayor a las teóricas calculadas.
- Las columnas dañadas encamisadas también aumentaron su resistencia para ambos casos de carga.

3.2.3. Reforzamiento mediante la adición de columnas de concreto armado

Descripción

Este método de reforzamiento consiste en la adición de nuevas columnas de concreto armado a ambos lados de las columnas existentes de las fachadas longitudinales. Estas se conectan a través de pasadores de acero que unen las tres partes (Banco Mundial, 2014).

Mediante la adición de estas columnas se logran mejoras en las características mecánicas de la estructura debido a las siguientes razones:

Al añadir columnas, se logra una mayor inercia; por lo tanto, se eleva la magnitud de rigidez lateral de la estructura. Este parámetro, en condiciones usuales, está determinado por la relación:

$$K_{lateral} = \frac{12EI}{L^3}$$

Donde:

- $K_{lateral}$ = rigidez lateral de un elemento
- E = módulo de elasticidad del concreto armado
- I = momento de inercia
- L = longitud de columna

Dado que el valor de la rigidez lateral de un elemento de este tipo está relacionado directamente con el momento de inercia de la sección de la columna, al añadir dos nuevas secciones, se logra un incremento en el valor de la inercia total y, a su vez, un aumento significativo en la rigidez lateral. Si se realiza este procedimiento en varias columnas de la fachada longitudinal de la estructura, se logra un incremento de la rigidez lateral de la edificación. Esto se traduce en una reducción de daño a causa de las deformaciones que se presentaban en una única columna.

Para poder dar cuenta de la magnitud del incremento, se puede analizar el caso para la adición de dos columnas del mismo tipo a una columna de fachada asumiendo que cada una sea de sección “a” centímetros por “b” centímetros. De esta manera se tendría el siguiente valor de rigidez lateral para una columna:

$$K_{lateral\ 1} = 12 \frac{E \times \frac{ab^3}{12}}{L^3} = \frac{Eab^3}{L^3}$$

Al añadir las nuevas secciones, se tendría de una sección de “a” centímetros por “3b” centímetros. Así, la rigidez lateral estaría dada por:

$$K_{lateral 2} = 12 \frac{E \times \frac{a(3b)^3}{12}}{L^3} = 27 \frac{Eab^3}{L^3}$$

Como se puede observar, existe ahora un incremento de 27 veces el valor inicial de la rigidez lateral. Es decir, con la adición de estas nuevas columnas, se logra una mejora considerable en las características de la columna frente a cargas de sismo. Esto se traduce en un menor daño debido a la reducción de la magnitud de las deformaciones laterales.

Ventajas y desventajas

Dentro de las ventajas de este método se tiene que, cuantitativamente, se logra un incremento elevado de la rigidez lateral de la estructura. Otra ventaja está relacionada con la efectividad del método y la facilidad con la que se puede determinar la ubicación de las nuevas columnas.

En cuanto a las desventajas, se tiene que, en muchos casos, la distribución arquitectónica se puede ver afectada considerablemente. Por otro lado, la habilitación de los pasadores de acero implica un trabajo detallado que puede tomar un tiempo considerable para su diseño. Asimismo, la habilitación *in-situ* requiere de un “picado” de columna para que se pueda proceder con la adhesión de las nuevas columnas. Esto implica que los trabajos de reparación y reconstrucción sean complejos para garantizar las condiciones mecánicas adecuadas.

La siguiente imagen muestra cómo se aplica este método para una columna:

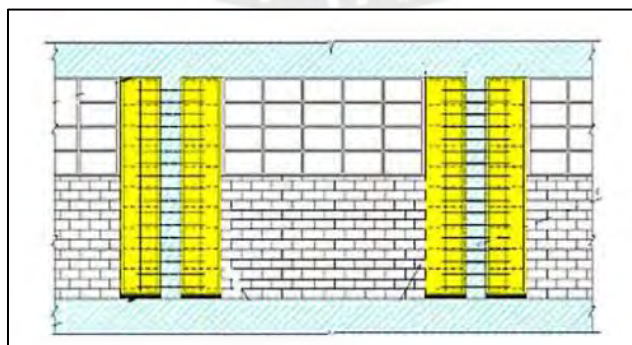


Figura 16: Esquema representativo de la adhesión de nuevas columnas mediante pasadores de acero. (Ramírez,

P. 2017)

Este método representa una opción viable para los métodos de reforzamiento progresivo en instituciones educativas que presenten problemas ligados a las deformaciones laterales. Estas pueden ser controladas de manera adecuada para garantizar la integridad de la estructura.

Ensayo/análisis mediante software (SAP)

Un ejemplo de evaluación de este método aplicado a un caso de estudio, fue propuesto por Gameros, S. (2015). En el caso, se tiene un local escolar de dos pisos (colegio 780), al cual se le proporciona un reforzamiento mediante colocación de aletas de concreto armado a ambas caras de las columnas existentes en ambos pisos.

La finalidad del estudio era mitigar el efecto de columna corta mediante la adhesión de este refuerzo estructural para que los tabiques trabajen en conjunto con las columnas. Con estas aletas unidas a la columna previa mediante pasadores de acero, se logró que estas adhesiones actúen como elementos redistribuidores de fuerza cortante.

Los resultados de este análisis (Gameros, S., 2015) mostraron las siguientes ventajas:

- Se redujo el periodo de la estructura de 0.578 s. a 0.17 s. debido al aumento de la rigidez de la estructura tras haber sido añadidas las aletas de concreto.
- Con respecto a la resistencia, también se tiene un aumento considerable debido a que la estructura se ha rigidizado debido a la adhesión de las aletas de concreto y al comportamiento en conjunto de los tabiques y las columnas nuevas.
- Las derivas se redujeron de 2.13 % a 0.8 % debido a la rigidización de la estructura. Esto se traduce en una reducción considerable del daño debido a los menores desplazamientos relativos de cada entrepiso.
- Al tener una mayor resistencia, se prevé un comportamiento menos dúctil; sin embargo, esta afirmación es solo teórica ya que se requiere de un ensayo de laboratorio para poder determinar la curva de capacidad de un pórtico con este tipo de refuerzo.

- A nivel arquitectónico, este refuerzo no representa mayores alteraciones a los vanos a comparación de otras intervenciones de reforzamiento estructural.

3.2.4. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada (MARM)

Consideraciones previas

- Para este método en específico se tiene en cuenta el diseño y resultados obtenidos de la tesis de Loa (2017).

Descripción

Este tipo de reforzamiento busca incrementar la rigidez y resistencia de la estructura existente en la dirección longitudinal. El mencionado método consiste en colocar muretes de albañilería a cada lado de la columna presente en la dirección longitudinal.

Para evitar que el murete sufra de volcamiento se debe colocar columnetas en cada extrema, estas columnetas se deben anclar a las vigas mediante pasadores. Una vez realizada esta configuración se realiza el enchaquetado empleando una malla electro soldada

A continuación, en la Figura 17 se muestra una típica de lo anteriormente descrito.

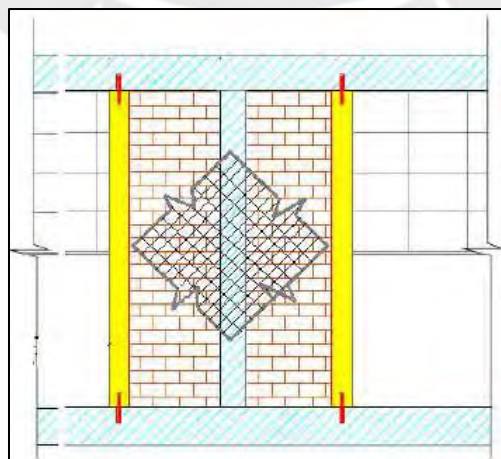


Figura 17: Refuerzo mediante muretes con malla electrosoldada. (Fuente: Ramírez, 2017)

Ensayos

Se realizó ensayos de desplazamientos cíclicos controlados a pórticos a escala real de la estructura del colegio 780 PRE y de la estructura reforzada. Los resultados obtenidos en laboratorios fueron comparados con los que se obtenían al realizar un modelo numérico.

Modelo 780 PRE

Primero se observa el modelo del pórtico que pertenece a la estructura sin reforzamiento 780 PRE. Como se mencionó anteriormente, la principal falla de este tipo de estructuras era la presencia de columnas cortas, la cual era ocasionada por los tabiques de albañilería los cuales no se encontraban separados de la armadura principal. En el modelo de este pórtico se consideró los tabiques como puntales, tal como se aprecia en la siguiente figura.

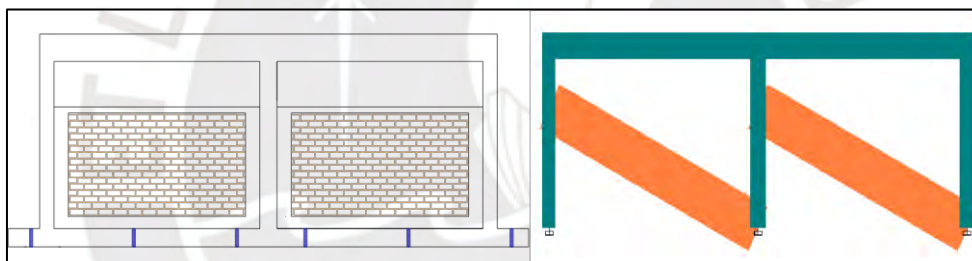


Figura 18: Modelamiento de pórtico 780 PRE (Fuente: Loa., 2017)

Se muestran los resultados del análisis PUSHOVER que se obtuvieron para el pórtico mostrado.

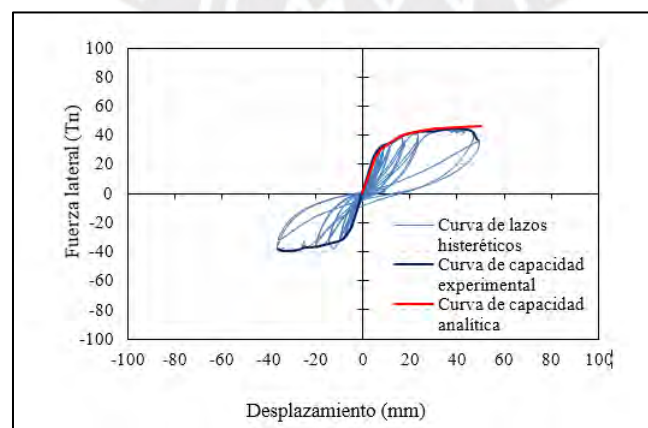


Figura 19: Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico 780 PRE (Fuente: Loa., 2017)

Se observa que para un ciclo positivo se tiene un mayor desplazamiento, según Loa (2017) esto se debe a una falla en la zona inferior de las columnas por la poca longitud de anclaje del refuerzo longitudinal. Además, la curva teórica es muy similar a la curva experimental con una leve diferencia en la parte final donde alcanza más deformación en la curva analítica.

Modelo reforzado mediante muretes de albañilería reforzados con malla

Para el reforzamiento estudiado se empleó un pórtico con la columna central reforzada. Se colocó también una junta de 4cm que separan los elementos estructurales de los tabiques de albañilería. En este caso, para el modelamiento de los tabiques se utilizó un elemento tipo link, tal como se aprecia en la siguiente figura.

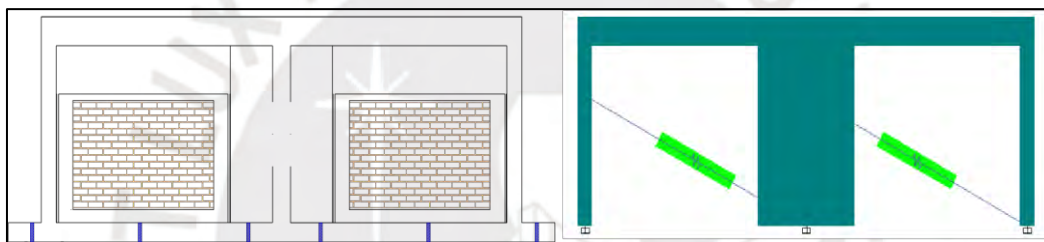


Figura 20: Modelamiento de pórtico MARM (Loa., 2017)

Se muestran los resultados del análisis PUSHOVER que se obtuvieron para el pórtico mostrado.

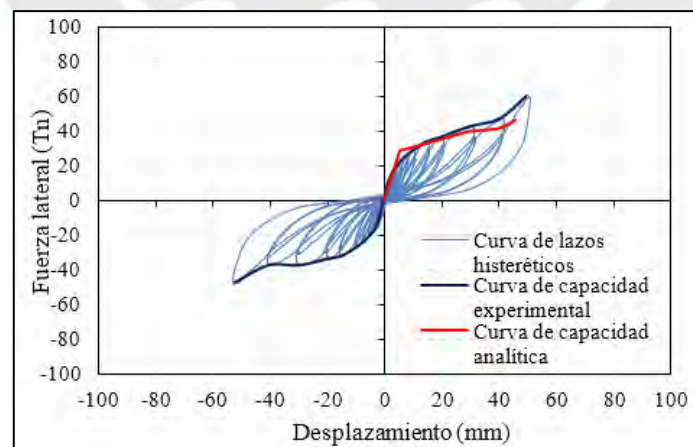


Figura 21: Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico MARM (Fuente: Loa, 2017)

Se observa que, para este caso, la estimación del método analítico es más conservadora, pues se obtienen desplazamientos mucho menores a los que se hallaron de manera experimental. Según Loa (2017) la tabiquería al interactuar junto con la estructura genera una concentración de esfuerzos en la parte superior, lo cual incrementa la fuerza cortante.

Proceso constructivo

El implemento de este refuerzo depende mucho del tipo del proyecto que lo requiere, pues al ser un método de reforzamiento incremental no es necesario que todas las columnas se refuercen de esta manera a la vez. El especialista encargado deberá tomar la decisión de cuantas fases utilizar y cuantas columnas reforzará durante cada fase.

Para este caso se tiene una estructura que consiste en un colegio 780 PRE de dos niveles, estas estructuras son edificaciones escolares típicas que fueron diseñadas y construidas antes del año 1997. A continuación, se muestra una vista en planta de la estructura anteriormente descrita.

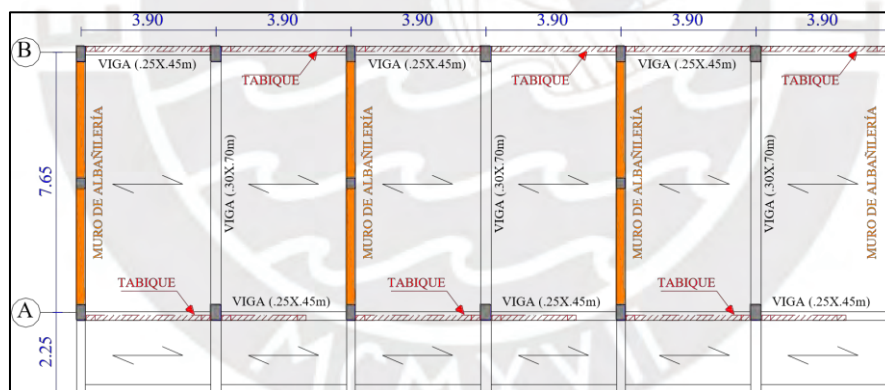


Figura 22: Planta de colegio 780 PRE (Fuente: Loa, 2017)

En este caso, se optó por utilizar el refuerzo en dos fases.

- En la primera fase se decidió reforzar las columnas libres ubicadas cerca a los extremos de la estructura.
- Las columnas ubicadas en el centro.

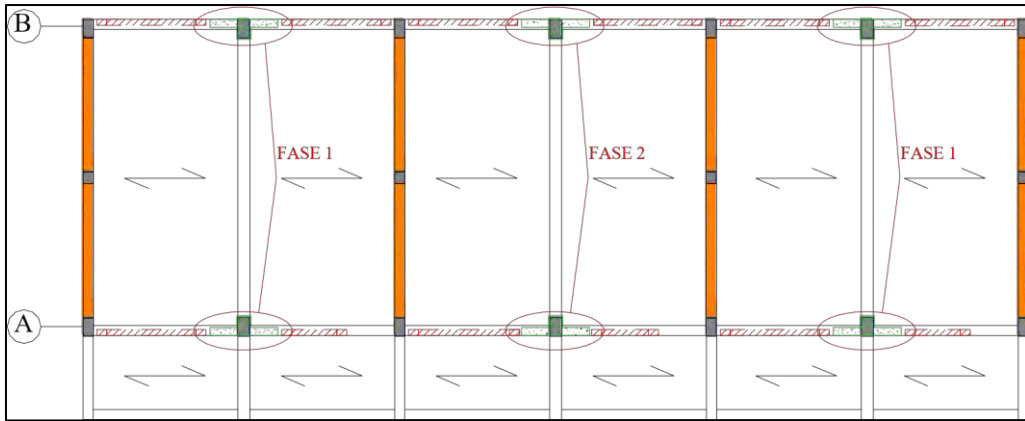


Figura 23: Planta de refuerzo de murete de albañilería reforzado con malla (Fuente: Loa, 2017)

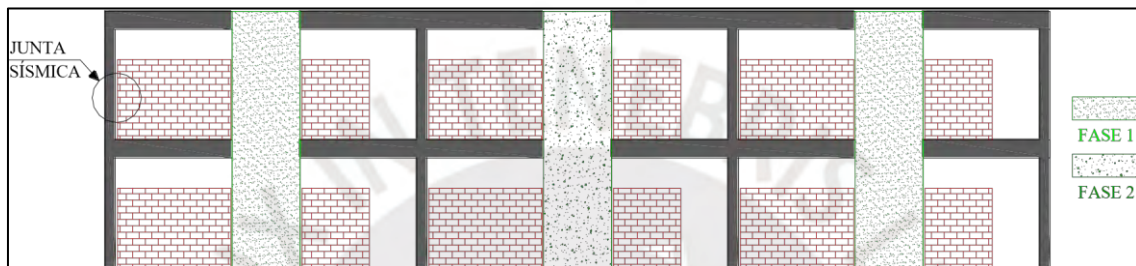


Figura 24: Vista en elevación de un pórtico en la dirección longitudinal (Fuente: Loa, 2017)

Ventajas y desventajas

Para observar las ventajas y desventajas de esta técnica se tendrá en cuenta el criterio económico y estructural.

Aspecto estructural

Si bien en el anterior inciso se presentó ensayos experimentales realizados a pórticos 780 PRE y reforzados. Se debe evaluar como varía la curva de capacidad de toda la estructura en la dirección más crítica (longitudinal).

Se construyeron curvas de capacidad para cada fase de este tipo de reforzamiento. A continuación, en la Figura 25 se muestra un comparativo de las curvas de capacidad para la estructura sin refuerzo con la estructura en las distintas fases planteadas.

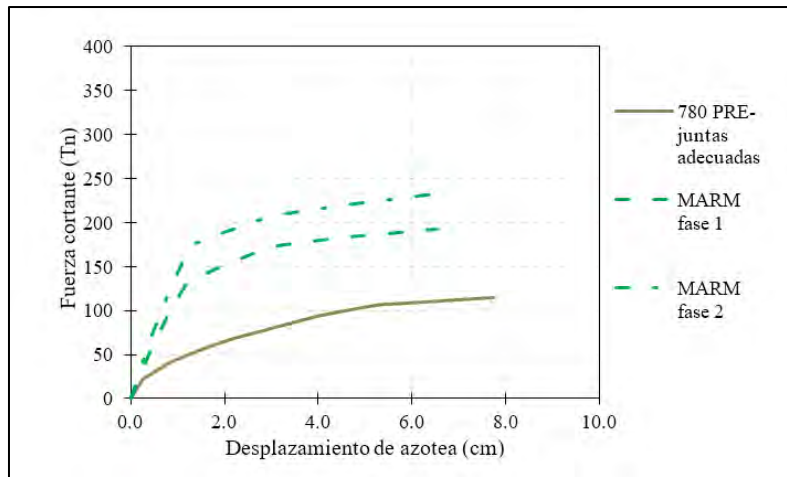


Figura 25: Curva de capacidad de la estructura (Fuente: Loa, 2017)

Ventajas:

- Incremento de la resistencia de la estructura.
- Incremento de la rigidez de la estructura

Desventaja:

- Se reduce la ductilidad de la estructura.

Aspecto económico

Este método resulta muy económico con respecto a otras propuestas conocidas debido a que el material predominante es de albañilería y no se requieren volúmenes grandes de concreto, ni de encofrado y ni de fierro (Ramirez,2017).

3.2.5. Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC)

Descripción

Es una técnica de reforzamiento tradicional que consiste en la instalación de perfiles metálicos como arriostres entre los pórticos de concreto armado. De esta forma, durante la ocurrencia de un sismo se espera inducir al pórtico a un comportamiento reticulado, pues estos sufrirán esfuerzos axiales. Este tipo de pórticos se caracteriza por su elevado aporte de resistencia y

rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura, lo que permite el adecuado control de los desplazamientos. Cabe mencionar que la adición del marco de acero puede hacerse tanto por dentro del pórtico de concreto armado como por fuera y la configuración de estos arriostres (en X, en K, en V, etc.) puede variar en función de las consideraciones estructurales, funcionales, estéticas, etc. (Crisafulli, 2014).



Figura 26: Pórtico arriostrado de acero (Fuente: Crisafulli, 2014)

Proceso constructivo

El proceso constructivo consiste en demoler las tabiquerías y ventanas donde irían los pórticos metálicos, para luego proceder con la instalación de estos mediante el ensamblado. La ubicación de los pórticos y arriostres metálicos deberá analizarse para determinar la mejor configuración posible. Cabe mencionar que la instalación de los pórticos y arriostres metálicos implicaría el cierre definitivo de paños de albañilería y vanos, lo que implicaría que se afecte la arquitectura y luminosidad de las aulas.

Loa (2017) plantea que los arriostres tengan secciones tubulares rectangulares HSS 2.5"x2.5"x3/16" que apuntalen al pórtico metálico. Asimismo, que los marcos metálicos estén

formados por perfiles W8x18 de acero estructural A-36 de manera que las vigas y columnas formen un cinturón que se conectara al pórtico de concreto armado mediante conectores de corte $\frac{1}{2}$ " de diámetro, de esta manera se espera aliviar las fuerzas puntales que actuarían sobre el nudo de concreto armado. Además, este reforzamiento se plantea en 2 fases: fase 1 para la instalación de los pórticos en el primer nivel y fase 2 para la instalación de los pórticos en ambos niveles.

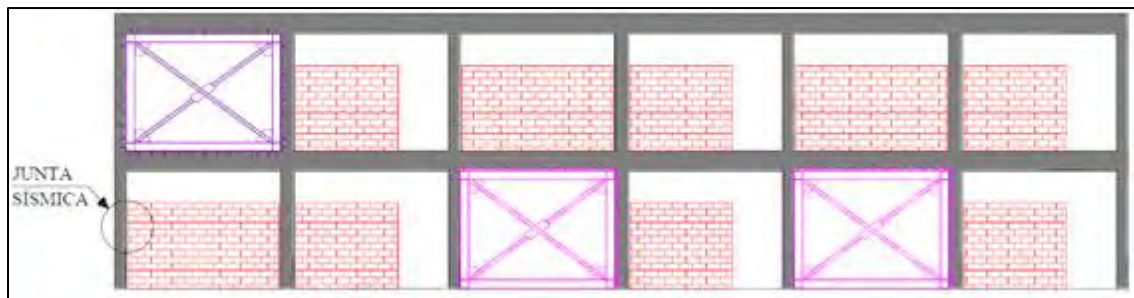


Figura 27: Esquema de reforzamiento ACMAC (Fuente: Loa, 2017)

Ensayos

Se realizaron ensayos cuasi-estáticos a escala en la Universidad Nacional de Ingeniería, donde se analizó el desempeño inelástico de las estructuras con la finalidad de conocer el comportamiento sísmico real de los elementos considerados en el análisis sísmico teórico. La estructura será sometida a desplazamientos cíclicos controlados para validar los parámetros de ductilidad, resistencia y rigidez de los elementos (Loa, 2017).

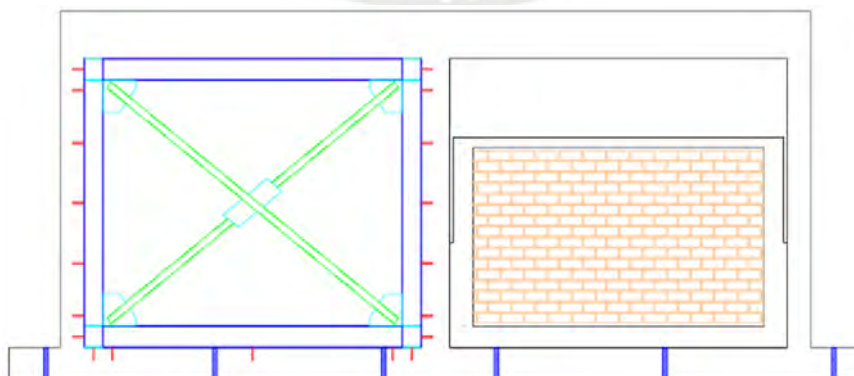


Figura 28: Modelamiento de pórtico ACMAC (Fuente: Loa, 2017)

El pórtico ensayado llegó a un desplazamiento máximo de 41 cm y una resistencia de 71 tn, mientras que en el modelo numérico se estimó un desplazamiento máximo de 51 cm asociado a una resistencia lateral de 77 ton (Loa, 2017).

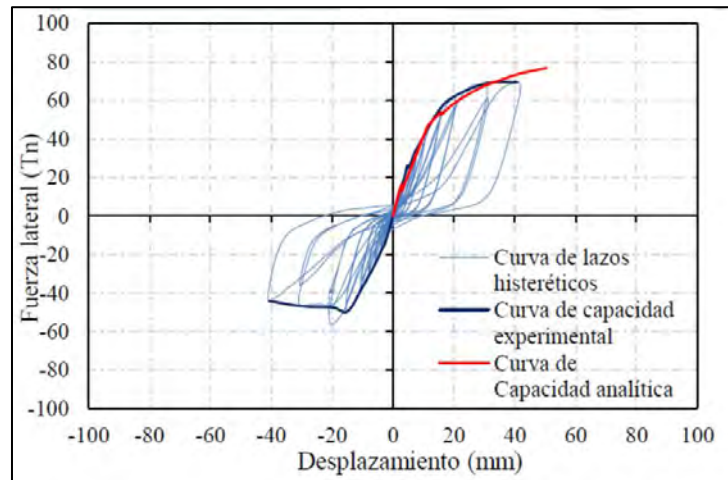


Figura 29: Comparación de curva de capacidad del modelo experimental y teórico (Fuente: Loa, 2017)

Luego, mediante un análisis estático no lineal (PUSHOVER) se demostró que el reforzamiento debe aplicarse en ambos niveles de la edificación. Esto debido a que si solo se refuerza el primer nivel (fase 1) la falla se produce en el segundo nivel, y no se estaría aumentando significativamente la resistencia a la estructura. Por el contrario, si el reforzamiento se aplica en ambos niveles (fase 2) la falla se reparte en ambos niveles, con lo que se llega a alcanzar una resistencia lateral de 343 ton y un desplazamiento de 9.60 cm.

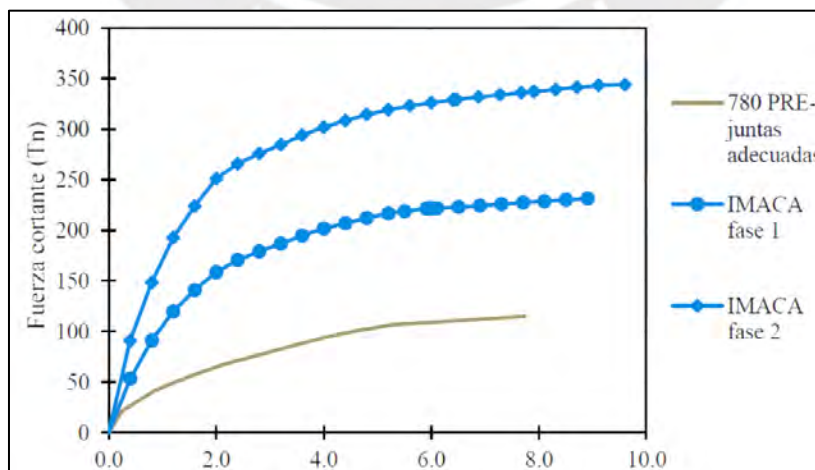


Figura 30: Curva de capacidad de la estructura. (Fuente: Loa, 2017)

Ventajas y desventajas

Ventajas:

- El tiempo de instalación del pórtico y arriostres metálicos se daría en cuestión de solo unos días.
- Aumenta considerablemente la rigidez de la estructura, así como elimina el efecto de columna corta.
- No es necesario la modificación de las secciones de los elementos estructurales.

Desventajas:

- El costo de la intervención es alto. Esto debido a que el costo de los materiales y la mano de obra será más elevado por el hecho de requerir una mayor especialización.
- Exposición del acero al fuego (alta conductividad térmica).
- Problema de corrosión debido a su exposición.
- Cambios arquitectónicos en la edificación. La instalación de los arriostres implicaría el cierre de tabiques y por ende la eliminación de ventanas.
- No aplica para un método de reforzamiento progresivo.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS

De las metodologías anteriormente mencionadas, tres cuentan con modelos en programas computacionales que permitirán realizar una comparación para determinar cuál de estas resulta más beneficiosa, dichos modelos son:

- Reforzamiento mediante la adición de columna de concreto armado, presentada en la tesis de Gameros.
- Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada (MARM), presentada en la tesis de Loa.
- Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC), presentada en la tesis de Loa

A continuación, se presentarán los resultados estructurales, arquitectónicos y económicos para los distintos tipos de reforzamiento.

4.1. Resultados estructurales

Las características a evaluar son las siguientes.

- **Desplazamiento en azotea**

De las tesis de los autores anteriormente mencionados se obtuvieron los siguientes resultados, se está considerando el desplazamiento inelástico en los resultados presentados.

Tabla 7: Desplazamiento en azotea en los distintos refuerzos

Reforzamiento	Desplazamiento en azotea (cm)
Adición de columnas de concreto armado	3.92
MARM	6.5
ACMAC	8.3

- **Rigidez**

En la tesis de Gameros, se cuenta con los desplazamientos de entrepiso y la distribución de la cortante basal obtenida del análisis sísmico de la norma E.030, con estos datos se puede obtener la rigidez de entrepiso de la siguiente manera.

$$K_{entrepiso} = \frac{V_i}{\Delta_{entrepiso}}$$

Se toma la menor rigidez de entrepiso de este análisis para realizar la comparativa.

En la tesis de Loa, se presentan curvas de capacidad, para obtener la rigidez se calculó la pendiente del primer tramo del gráfico mencionado. A continuación, en la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para los distintos métodos.

Tabla 8: Rigidez según los distintos refuerzos

Reforzamiento	Rigidez (ton/cm)
Adición de columnas de concreto armado	42.50
MARM	113.33
ACMAC	102.38

4.2. Resultados arquitectónicos

Los tres métodos comparados no alteran el espacio de las aulas, en el sentido que no se agregan elementos estructurales en medio del salón; sin embargo, altera el casco estructural, lo cual genera cambios en la arquitectura, como por ejemplo reducción de vanos. Con las dimensiones presentadas en ambas investigaciones se determinó el área en que se incrementa el casco estructural. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 9: Alteración arquitectónica según reforzamiento

Reforzamiento	Área (m²)
Adición de columnas de concreto armado	69.6
MARM	48.72
ACMAC	67.86

4.3. Resultados económicos

Por último, se estimó un costo para cada método estructural. En la tesis de Gameros se presenta un presupuesto para la alternativa de adición de columnas de concreto armado, del presupuesto que presenta solo se tomará en cuenta el costo de materiales. Además; para realizar el presupuesto de los métodos presentados por Loa se tendrá en cuenta los mismos criterios de Gameros.

4.3.1. Reforzamiento mediante adición de columnas de concreto armado

Se presentan los resultados obtenidos solo para los materiales en la tesis de Gameros

Concreto

Para la partida de concreto, se consideró un precio unitario de S/. 270.00.

Tabla 10: Precio de concreto

Lado (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m ³)	#Columnetas	Volumen Total (m ³)	Parcial
0.5	0.2	2.9	0.29	48	13.92	S/3,758.40

Acero

La cantidad total de columnetas es de 48.

Tabla 11: Precio de acero

Varilla	Precio	Cantidad	Columneta	Parcial
φ5/8	S/45.00	2	S/90.00	S/4,320.00
φ1/2	S/27.00	2	S/54.00	S/2,592.00
φ3/8	S/20.00	2	S/40.00	S/1,920.00
1kg alambre	S/5.00	1	S/5.00	S/240.00
Total				S/9,072.00

Resumen

Finalmente se obtiene el siguiente precio.

Tabla 12: Costo del reforzamiento mediante adición de columnas

Partida	Precio
Concreto	S/3,758.40
Acero	S/9,072.00
Total	S/12,830.40

4.3.2. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada (MARM)

Se presentan los resultados obtenidos solo para los materiales de este reforzamiento.

Concreto

Para la partida de concreto, se consideró un precio unitario de S/. 270.00.

Tabla 13: Precio de concreto

Partida	Cantidad	Lado (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m ³)	Volumen Total (m ³)	Parcial
Columneta refuerzo	24	0.2	0.15	2.9	0.087	2.09	S/563.76
Columnetas muros	48	0.2	0.15	2.0	0.060	2.88	S/777.60
						Total	S/1,341.36

Albañilería

Para la partida de albañilería, se consideró un precio unitario de S/. 1.44.

Tabla 14: Precio de albañilería

Partida	# Muros	Lado (m)	Altura (m)	Area (m ²)	Cant. aparejo soga U/m ²	Cant ladrillos	Parcial
Murete	24	0.5	2.9	1.45	41	1440	S/2,073.60
Muro puerta	6	2.5	2.1	5.25	41	1296	S/1,866.24
						Total	S/3,939.84

Acero

Se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 15: Precio de acero

Varilla	Precio	Cantidad	Columneta	Parcial
φ1/2	S/27.00	89	S/2,403.00	S/2,403.00
φ3/8	S/20.00	85	S/1,700.00	S/1,700.00
Malla electro soldada por m ²	S/99.06	57.42	S/5,688.03	S/5,688.03
			Total	S/9,791.03

Resumen

Finalmente se obtiene el siguiente precio.

Tabla 16: Costo del reforzamiento MARM

Partida	Precio
Concreto	S/1,341.36
Albañilería	S/3,939.84
Acero	S/9,791.03
Total	S/15,072.23

4.3.3. Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC)

Se presentan los resultados obtenidos solo para los materiales de este reforzamiento.

Arriostres

La sección de los arriostres es un perfil HSS.

Tabla 17: Precio de arriostres

Peso (kg/m)	28.52
L (m)	4.01
Peso (kg)	114.37
Precio	S/4.00
Cantidad	12
Parcial	S/5,489.53

Cartelas

Se cuentan con tres distintos tipos de cartelas.

Tabla 18: Precio de cartela PL-5/16"

Cartela PL-5/16"	
L (m)	0.50
B (m)	0.20
t (m)	0.0079375
γ (kg/m ³)	7800
Peso (kg)	6.20
Precio	S/4.00
Cantidad	12
Parcial	S/297.18

Tabla 19: Precio de cartela 2-1/4"x10"x1/4"

Cartela 2-1/4"x10"x1/4"	
L (m)	0.0127
B (m)	0.2540
t (m)	0.00635
γ (kg/m ³)	7800
Peso (kg)	0.16
Precio	S/4.00
Cantidad	24
Parcial	S/15.34

Tabla 20: Precio de cartela de t = 5/16"

Cartela t = 5/16"	
Area (m ²)	0.0885
t (m)	0.0079375
γ (kg/m ³)	7800
Peso (kg)	5.47925625
Precio	S/4.00
Cantidad	24
Parcial	S/526.01

Marco

El marco de este refuerzo consiste en 4 perfiles W8x18.

Tabla 21: Precio del marco conformado por perfiles W8x18

Peso (kg/m)	26.79
L (m)	12.60
Peso (kg)	337.52
Precio	S/4.00
Cantidad	6
Parcial	S/8,100.39

Perno

Se utilizan pernos de 5/8"x5".

Tabla 22: Precio de pernos

Precio	S/3.00
Cantidad	252
Parcial	S/756.00

Resumen

Finalmente se obtiene el siguiente precio.

Tabla 23: Costo del reforzamiento ACMAC

Partida	Precio
Arriostres	S/5,489.53
Cartelas PL-5/16"	S/297.18
Cartelas 2-1/4"x10"x1/4"	S/15.34
Cartelas t=5/16"	S/526.01
Marcos (W8x18)	S/8,100.39
Pernos 5/8"x5"	S/756.00
Total	S/15,184.45

CAPÍTULO 5: COMPARACION CBA

Para el análisis comparativo y elección de la mejor alternativa, se empleará el método Choosing By Advantages (o también conocido por sus siglas en inglés CBA). Este método es un sistema sólido de toma de decisiones que utiliza un vocabulario bien definido para asegurar la transparencia y claridad de este proceso (Arroyo P., Tommelein I., Ballard G.).

Para la aplicación de este método de selección, se usarán algunos términos usados en el libro de Surh (1999).

- Alternativa: hace referencia a dos o más métodos de construcción, materiales, equipos, diseño de estructuras, entre otros.
- Atributo: hace referencia a la característica, calidad o consecuencia de las alternativas.
- Ventaja: hace referencia a una diferencia beneficiosa entre los atributos de dos o más alternativas
- Factor: hace referencia a un elemento o componente de una decisión con el fin de evaluar aspectos económicos, sociales y ambientales; sin embargo, el método CBA no considera el precio de las alternativas como factor.
- Criterio: hace referencia a una regla de decisión o una guía, el cual puede ser de tipo obligatorio que representa las condiciones que toda alternativa debe satisfacer o de tipo deseado que representa las condiciones más preferentes por los responsables de la toma de decisiones.

Debido a que se utilizará este método en vista de una toma de decisiones, se realizará un enfoque de la tercera fase del método CBA según Paz Arroyo (2013), la cual comprende los siguientes pasos: identificar alternativas, definir factores, resumir atributos, decidir ventaja, decidir importancia y evaluar costo e importancia.

5.1. Identificar alternativas

Las alternativas que se evaluarán son tres de las técnicas de reforzamiento desarrolladas en el apartado anterior. Las técnicas seleccionadas cuentan con modelos numéricos que nos permiten visualizar las ventajas que cada una ofrecen.

Los métodos de reforzamiento a evaluar en esta comparación son los siguientes:

- Reforzamiento mediante la adición de columnas de concreto armado
- Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electro soldada.
- Reforzamiento mediante la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos.

5.2. Definir factores

Se definieron los factores que diferencian las alternativas como los mostrados a continuación:

- Desplazamiento en azotea
- Rigidez
- Alteración arquitectónica

5.3. Resumir atributos de las alternativas

Se definieron los atributos de cada alternativa como características de magnitud, estas dependen de los factores presentados anteriormente. Es así que se utilizan las siguientes magnitudes:

- Desplazamiento en azotea en centímetro.
- Rigidez en toneladas por centímetro.
- Alteración arquitectónica en m².

5.4. Decidir ventaja de cada alternativa

Para decidir la ventaja que una alternativa tiene sobre otra va a depender si se emplea el criterio es “mayor es mejor” o “menor es mejor” a cada atributo. Para ello, se hará un resumen de lo mencionado para cada atributo.

5.5. Decidir importancia de ventajas

Para la decisión de importancia de las ventajas, se tuvo en cuenta una escala de 0 a 100, siendo 100 la que mayor ventaja tenga en cada factor. Entre los investigadores del presente trabajo se realizará una puntuación de acuerdo al criterio personal de cada uno y se trabajará con el promedio obtenido. Luego se escalarán estos promedios de tal manera que la mayor puntuación sea 100. A continuación, se muestra los resultados obtenidos después de haber realizado el procedimiento anteriormente descrito.

Tabla 24: Importancia de ventaja de cada factor

Factor	Especialista					Promedio	Importancia de ventaja
	1	2	3	4	5		
Desplazamiento azotea	90	80	80	90	70	82.00	83
Rigidez	100	95	100	100	100	99.00	100
Alteración arquitectónica	80	70	70	90	85	79.00	80

5.6. Evaluación de importancia y costos

Para analizar se utilizará como criterio estándar los resultados obtenidos por Loa y Gameros para un colegio 780 PRE. Con estos datos se determinará la ventaja que tiene una alternativa frente a la otra. En la siguiente tabla se observa la comparación a través del CBA con los respectivos puntajes finales para cada método de reforzamiento.

Tabla 25: Resultados de la comparación CBA

Categoría	Id	Factores y Criterios	Atributo	Alternativa 1: Adición de columnas de concreto armado	Alternativa 2: Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada	Alternativa 3: Reforzamiento mediante adición de marcos de acero con arriostres concéntricos	Estándar: Colegio 780 PRE
EST	1	Desplazamientos Azotea	cm	At: 3.92	At: 6.5	At: 8.3	At: Est: 15.30
		Crit: Mayor es mejor		Vent: 11.38 83.00	Vent: 8.80 64.00	Vent: 7.00 51.00	Vent max 11.38
	2	Rigidez	ton/cm	At: 42.5	At: 113.33	At: 102.38	At: Est: 9.70
		Crit: Mayor es mejor		Vent: 32.80 32.00	Vent: 103.63 100.00	Vent: 92.68 89.00	Vent max 103.63
ARQ	3	Alteración Arquitectónico	m ²	At: 69.6	At: 48.72	At: 67.86	At: Est: 0.00
		Crit: Menor es mejor		Vent: 0.00 0.00	Vent: 20.88 80.00	Vent: 1.74 7.00	Vent max 20.88
PUNTAJE				115.00	244.00	147.00	
COSTO				S/ 12,830.40	S/ 15,072.23	S/ 15,184.45	

Se observa que la alternativa que presenta mayor ventaja es la alternativa 2: reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

De los resultados anteriormente mostrados se concluye:

- La mejor alternativa según los resultados obtenidos en el CBA es el reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzadas con malla electrosoldada. Se observa que existe una gran diferencia entre las alternativas planteadas.

Tabla 26: Variación del puntaje de la ventaja de cada método

Reforzamiento	Puntaje	Variación (%)
Adición de columnas de concreto armado	115.00	52.87%
MARM	244.00	0.00%
ACMAC	147.00	39.75%

Del análisis presentado en la Tabla 25 se observa que la mayor ventaja del refuerzo MARM se da al incremento de rigidez y a que no altera mucho el área del casco estructural, lo cual se traduce en poca reducción de los vanos en las aulas de clase.

- Las tres alternativas presentadas muestran similar precio, siendo la más económica el refuerzo mediante la adición de columnas de concreto armado. En la siguiente tabla se muestra una comparación de los costos obtenidos para cada alternativa de reforzamiento.

Tabla 27: Variación del costo de cada método

Reforzamiento	Costo	Variación (%)
Adición de columnas de concreto armado	S/12,830.40	0.00%
MARM	S/15,072.23	17.47%
ACMAC	S/15,184.45	18.35%

Se observa que la alternativa 2 reforzamiento MARM es S/. 2241.82 más cara que la propuesta de la adición de columnas; sin embargo, al tener una ventaja significativa con respecto a la primera alternativa se optaría por el uso de los muretes de albañilería reforzados con malla electrosoldada.

- Por último, se recomienda realizar una misma investigación para estos modelos de tal manera que se tengan más factores a considerar en la comparativa mediante CBA, pues como estos métodos de reforzamiento fueron analizados de distintas investigaciones se complicó la comparación de criterios.



CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

- Arroyo, P, Tommelein, I, & Ballard, G. (2012). “*Deciding a sustainable alternativa by Choosing by advantages in the AEC Industry*”. IGLC 20th, San Diego, CA.
- Asociacion Técnica Española del Pretensado. (1995). *Hormigón y acero*.
- Ayala, J y Giraldo, M (2018) *Estudio del método de recrecido en concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas en una edificación*. Colombia: UDFJC, Facultad de Tecnología. Tesis para optar el título de Ingeniería Civil.
- Baca, W. (2010). *Experiencia peruana en el diseño y aplicación de reforzamiento estructural con fibra de carbono*. ACI - Perú Convención Internacional.
- Baca, W. (2016). Diseño de estructuras de concreto reforzadas con con fibras de carbono. In *Constructivo*.
- Blanco, J. (2010). *Evolución de las normas sísmicas en el Perú*.
- Blasco, J. A. B. (2005). *Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú: Diversos Proyectos de Reforzamiento y Ejemplos de Estructuración de Edificaciones de la Universidad Católica del Perú*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Córdova, L. (2019). *Método multicriterio para la selección de técnicas de reforzamiento sísmico mediante el uso de criterios de transparencia y herramientas BIM* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Crisafulli, F. J. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. In *Asociación Latinoamericana del Acero. ALACERO. Chile* (4ta Edición).
- Crisóstomo, A., & Herrera, R. F. (2018). Metodología de toma de decisiones para la selección de subcontratos en la industria de la construcción. *Obras y Proyectos*, 24, 28–40. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000200028>
- Do Lago, P (1997) *Manual para reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto*. Primera edición. México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- Estrada, M, & Yoplac, J. (2019). *Evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibra de carbono en el edificio multifamiliar Huaraz Breña* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Risk Management Series: Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation* (Issue FEMA P-240).
- Flores, L. (2013). Fibras De Carbono: Reforzamiento De Estructuras. *Revista Civilizate*.
- Flores, O. (2018). *Más de la mitad de planteles de Lima tienen algún tipo de daño*. Perú21. <https://peru21.pe/lima/situacion-colegios-lima-mitad-planteles-capital-tipo-dano-397093-noticia/?ref=p21r>
- Gonzales, O., Guerrero, J., Gomez, B., & Flores, F. (2007). Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero. In *Revista de Ingeniería Sísmica: Vol. Número 77*.

- La Torre, G., & Silva, S. (2019). *Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Loa, G. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Manrique, D., & Paucar, M. (2019). *Uso de fibra de carbono en reforzamiento de estructuras de edificaciones, Centro Empresarial Camino Real, San Isidro* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Martel, P. (2004). *Comparación de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente 1977, aplicadas en el Perú: Centros Educativos INFES (Región Sur - Arequipa, afectados por el sismo del 23 de junio de 2001)*. Boletín N° 2 del Instituto de Investigación.
- Muñoz, A., Navarro, L., & Jurado, C. (2012). *Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos*.
- Pino, M., & Ita, P. (2018). *Factibilidad técnica y económica de utilizar aislamiento sísmico en hospitales peruanos existentes* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Quispe, C. (2018). *Variación de la resistencia mecánica de elementos sometidos a compresión, con el incremento de su sección resistente mediante un encamisado, haciendo uso de un puente epóxico*. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Ramirez, P. (2017). *Evaluación experimental de una propuesta de reforzamiento estructural para las edificaciones escolares construidas antes de 1997, Perú*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Redacción Gestión. (2018). *Déficit de infraestructura educativa en Perú suma S/ 100,000 millones, ¿cuánto se invertirá en el 2019?* Gestión. <https://gestion.pe/fotogalerias/deficit-infraestructura-educativa-peru-suma-s-100-000-millones-invertira-2019-246704-noticia/>
- Rodriguez, M. and Park, R., (1994), "Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing", ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 2, pp. 150- 159.
- Rosero, L. (2013). *Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP. Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio*. Escuela Politécnica del Ejército.
- Sika. (2017). *Concreto: Reforzamiento de estructuras de concreto*.
- Silva Berrios, W. E. (2012). *Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Soto, E. (2008) *Rehabilitación de estructuras de concreto*. México: UNAM, Facultad de Ingeniería. Tesis de Maestro en Ingeniería Civil.
- Soudki, K., & Alkhrdaji, T. (2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-02). In *Proceedings of the Structures Congress and Exposition*. American Concrete Institute.