

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE DOS ALTERNATIVAS PARA LA
AMPLIACIÓN DE UN NIVEL DE UN MÓDULO DE AULAS EXISTENTE**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil

AUTOR

Ing. Franz Emmanuel Estrada Porras

ASESOR

Mag. Daniel Quiun Wong

LIMA – PERÚ

2018

DEDICATORIA

A mi mamá Teófila por haberme dado lo mejor de su vida, grandes enseñanzas y una excelente familia. A mis padres Norca y Francisco y mi amada esposa Gabriela por todo el amor, confianza y apoyo que me brindaron en el desarrollo de este trabajo.



AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi asesor el ingeniero Daniel Quiun Wong por todo el tiempo brindado, asesoría y constante apoyo en el desarrollo de este trabajo. A los ingenieros Gianfranco Ottazzi y Wilson Silva por sus observaciones y comentarios que ayudaron a complementar y mejorar este trabajo.

Resumen

En la siguiente investigación se analiza un problema típico en proyectos de ampliación y mejora de la capacidad poblacional de las instituciones educativas del Perú, que consiste en analizar propuestas de reforzamiento estructural o de demolición asociada a una nueva construcción de módulos para el desarrollo de la actividad educativa.

En este caso particular se analiza un módulo de cuatro aulas distribuidas en dos pisos, donde la necesidad del proyecto se basa en construir un tercer nivel con las mismas características arquitectónicas de los niveles anteriores. Es así que se plantean dos propuestas de ampliación.

En la primera propuesta la prioridad es mantener la estructura existente. Se realiza una evaluación de la estructura y sus elementos, llegando a la conclusión de la carencia de rigidez lateral en la dirección longitudinal de la edificación. Para mejorar esa deficiencia se plantean tres alternativas de reforzamiento a nivel de edificación.

La segunda propuesta para la ampliación consiste en demoler el módulo de aulas y construir una nueva edificación de tres niveles sobre la misma área para satisfacer el propósito inicial.

En la evaluación del reforzamiento y diseño de los nuevos elementos estructurales se estudia el comportamiento estructural del módulo bajo cargas sísmicas de la mejor alternativa de reforzamiento (primera), que consiste en incluir aletas de concreto armado en las columnas ubicadas en los ejes intermedios de las aulas para incrementar la rigidez lateral de la edificación. Los criterios para la elección de la mejor alternativa de reforzamiento consistieron en la economía, factibilidad constructiva, donde se priorizó realizar las intervenciones mínimas necesarias.

Finalmente se hace una comparación de resultados entre la mejor alternativa de reforzamiento y la propuesta de demolición. Llegando a la conclusión que lo ideal sería demoler la edificación, ya que la mejor alternativa de reforzamiento representa el 78% del costo de la nueva construcción, superior al 50% que es un valor referencial.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	2
1.2. Justificación	3
1.3. Objetivos	5
1.3.1. Objetivo general	5
1.3.2. Objetivos específicos	5
1.4. Metodología	5
1.5. Documentación	5
2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	7
2.1. Problemas estructurales en Instituciones Educativas	9
3. MARCO TEÓRICO	12
3.1. Modelo analítico	12
3.2. Análisis de cargas de gravedad	12
3.3. Análisis de cargas sísmicas	13
3.4. Diseño en concreto armado	20
3.5. Diseño en albañilería confinada	24
3.6. Reforzamiento estructural	25
3.7. Reforzamiento de elementos estructurales de concreto	29
3.7.1. Reforzamiento de losas	29
3.7.2. Reforzamiento de vigas	30
3.7.3. Reforzamiento de columnas	31
3.8. Reforzamiento a flexión con polímeros reforzados con fibra (FRP)	32
4. ANÁLISIS, DISEÑO Y REFORZAMIENTO DE MÓDULO EXISTENTE	37
4.1. Análisis sísmico	37
4.1.1. Análisis sísmico estructura existente sin ampliación	37
4.1.2. Planteamiento de reforzamiento en la dirección longitudinal	42
4.1.2.1. Primera alternativa de reforzamiento	42
4.1.2.2. Segunda alternativa de reforzamiento	45
4.1.2.3. Tercera alternativa de reforzamiento	50
4.1.3. Elección de mejor alternativa de reforzamiento	55
4.2. Reforzamiento estructural	56
4.2.1. Reforzamiento de losas aligeradas	56
4.2.2. Reforzamiento de vigas de concreto	60
4.2.3. Reforzamiento de columnas	62
4.2.4. Reforzamiento de cimentación	65
5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA NUEVA	68
5.1. Estructuración	68
5.2. Análisis sísmico	69
5.3. Diseño en concreto armado	72

5.3.1.	Diseño de losas aligeradas	72
5.3.2.	Diseño de vigas de concreto	73
5.3.3.	Diseño de placas de concreto	76
5.3.4.	Diseño de cimentación	78
6.	COMPARACIÓN ENTRE AMBAS PROPUESTAS	80
7.	CONCLUSIONES	81
8.	BIBLIOGRAFÍA	82

Índice de Figuras

Figura 1.	Antecedentes sísmicos en el Perú	4
Figura 2.	Planta de arquitectura del segundo nivel – módulo existente	7
Figura 3.	Fotografía fachada delantera módulo INFES existente	7
Figura 4.	Fotografía fachada posterior módulo INFES existente	8
Figura 5.	Planta estructuras – Módulo existente	8
Figura 6.	Deformación angular en columnas.....	10
Figura 7.	Fuerzas actuantes en columna corta.	10
Figura 8.	Falla por columna corta I.E. “Ángela Barrios” - Moquegua	10
Figura 9.	Módulo irregular I.E. 3066 - Comas	11
Figura 10.	Módulo irregular I.E. 0390-5 - Independencia	11
Figura 11.	Mapa de zonificación sísmica	15
Figura 12.	Comparación del factor C en las normas peruanas.....	19
Figura 13.	Comparación espectros de pseudo aceleraciones	19
Figura 14.	Comparación espectros de desplazamiento.....	20
Figura 15.	Distribución vertical del confinamiento en muros.....	23
Figura 16.	Diagrama de flujo general del proceso de reforzamiento estructural.....	26
Figura 17.	Detalle de refuerzo de losas mediante el incremento de espesor	29
Figura 18.	Diagrama esfuerzo – deformación unitaria fibras. Fuente: Propia.	33
Figura 19.	Fallas por despegado y delaminación de fibras de refuerzo.....	35
Figura 20.	Deformaciones unitarias y esfuerzos en una sección reforzada con fibra. .	36
Figura 21.	Modelo 3D – módulo existente.....	37
Figura 22.	Propiedades mecánicas para albañilería.....	38
Figura 23.	Planta de estructuras – primera alternativa	43
Figura 24.	Elevación fachada posterior - primera alternativa.....	43
Figura 25.	Modelaje de tabiques de albañilería.....	46
Figura 26.	Planta de estructuras – segunda alternativa	46
Figura 27.	Elevación fachada posterior – segunda alternativa	47
Figura 28.	Diagrama de fuerzas normales en puntales (kgf)	49
Figura 29.	Ejemplos de arriostres concéntricos (SCBF).....	50
Figura 30.	Planta de estructuras – tercera alternativa	51
Figura 31.	Elevación fachada posterior – tercera alternativa.....	51
Figura 32.	DFN sismo en dirección longitudinal – tercera alternativa (kip).	54
Figura 33.	Diagrama de momento flector de losa con S/C = 100Kg/m ²	56
Figura 34.	Diagrama de fuerza cortante de losa con S/C=250Kg/m ²	57
Figura 35.	Diagrama de momento flector de losa con S/C=250Kg/m ²	57
Figura 36.	Diagrama de fuerza cortante de viga con S/C = 100Kg/m ²	60
Figura 37.	Diagrama de momento flector de viga con S/C = 100Kg/m ²	60
Figura 38.	Diagrama de fuerza cortante en viga con nuevas cargas.....	61
Figura 39.	Diagrama de momento flector en viga con nuevas cargas.....	61
Figura 40.	Desarrollo de viga reforzada.....	62
Figura 41.	Diagrama de interacción columna reforzada.....	64
Figura 42.	Detalle de distribución de acero para reforzamiento de columna.	64

Figura 43. Distribución de acero en planta zapata de columna reforzada.....	67
Figura 44. Distribución de acero en elevación de zapata de columna reforzada.....	67
Figura 45. Planta típica de arquitectura.....	68
Figura 46. Modelo 3D – Estructura Nueva.....	69
Figura 47. Elevación eje B – Estructura Nueva.....	69
Figura 48. Diagrama de fuerza cortante último. Losa de pasadizo – Edificio nuevo....	72
Figura 49. Diagrama de momento flector último. Losa de pasadizo – Edificio nuevo..	72
Figura 50. Envoltorio de fuerza cortante viga V-203.....	73
Figura 51. Envoltorio de momento flector viga V-203.....	74
Figura 52. Desarrollo Viga V-203.....	74
Figura 53. Envoltorio de momento flector viga V-101.....	75
Figura 54. Envoltorio de fuerzas cortantes viga V-101.....	75
Figura 55. Desarrollo viga V-101.....	76
Figura 56. Distribución de acero en placa PL-1.....	77
Figura 57. Diagrama de interacción placa PL-1.....	77
Figura 58. Distribución de acero en planta – Zapata PL-1.....	79

Índice de Tablas

Tabla 1 Valores de carga muerta para análisis.....	12
Tabla 2 Valores de carga viva para análisis.....	13
Tabla 3 Factores de zonificación Z.....	14
Tabla 4 Comparación entre los coeficientes de reducción de respuesta.....	16
Tabla 5 Comparación de %Peso para análisis estático.....	18
Tabla 6 Propiedades mecánicas fibras (FRP).....	32
Tabla 7 Factores asumidos para análisis sísmico.....	37
Tabla 8 Verificación irregularidad torsional en X – edificio existente.....	38
Tabla 9 Verificación irregularidad torsional dirección longitudinal.....	38
Tabla 10 Resumen carga de diseño sísmico – estructura existente.....	39
Tabla 11 Verificación esfuerzo axial máximo – módulo existente.....	40
Tabla 12 Control de fisuración en muros – modulo existente.....	40
Tabla 13 Verificación resistencia al corte del edificio – módulo existente.....	41
Tabla 14 Verificación irregularidad torsional en dirección transversal.....	44
Tabla 15 Verificación irregularidad torsional en dirección longitudinal.....	44
Tabla 16 Resumen carga de diseño sísmico – primera alternativa.....	44
Tabla 17 Porcentaje de cortante basal en muros.....	44
Tabla 18 Peso de la edificación - segunda alternativa.....	47
Tabla 19 Fuerzas sísmicas estáticas por nivel - segunda alternativa.....	48
Tabla 20 Verificación irregularidad dirección longitudinal.....	48
Tabla 21 Resistencia a fallas del puntal.....	49
Tabla 22 Propiedades mecánicas acero A36.....	52
Tabla 23 Propiedades de sección - HSS3-1/2"x3-1/2"x3/16".....	52
Tabla 24 Verificación irregularidad torsional en dirección longitudinal.....	52
Tabla 25 Resumen carga de diseño sísmico – tercera alternativa.....	53
Tabla 26 Resistencia nominal para pandeo - perfil HSS"3-1/2x3-1/2"x3/16".....	54
Tabla 27 Propiedades de sección - HSS4-1/2"x4-1/2"x3/16".....	55
Tabla 28 Resistencia nominal para pandeo - perfil HSS4-1/2"x4-1/2"x3/16".....	55
Tabla 29 Verificación diseño por flexión en losas - edificio existente.....	56
Tabla 30 Propiedades mecánicas fibra de carbono de alta resistencia (CFRP).....	57
Tabla 31 Propiedades de sección en vigueta típica para flexión negativa.....	58
Tabla 32 Cargas existentes y nuevas de momento negativo M- en vigueta típica.....	58
Tabla 33 Cálculo de deformación unitaria inicial en fibra de carbono.....	58
Tabla 34 Fuerzas de sección en concreto.....	59
Tabla 35 Fuerzas de sección en acero de refuerzo.....	59
Tabla 36 Fuerzas de sección en fibra de carbono (CFRP).....	59

Tabla 37	Verificación diseño por flexión en viga - edificio existente	60
Tabla 38	Verificación de diseño del reforzamiento en viga.....	62
Tabla 39	Combinaciones de carga reforzamiento por flexocompresión	63
Tabla 40	Cargas en la base de columna reforzada.....	65
Tabla 41	Combinaciones y esfuerzo de diseño de zapata de columna reforzada	66
Tabla 42	Diseño por flexión - cimentación de columna reforzada	67
Tabla 43	Parámetros asumidos Análisis Sísmico – edificio nuevo	70
Tabla 44	Verificación de Irregularidad Torsional en dirección transversal	70
Tabla 45	Verificación de Irregularidad Torsional en dirección longitudinal	70
Tabla 46	Resumen carga de diseño sísmico – edificio nuevo	71
Tabla 47	Verificación diseño por flexión en losas – edificio nuevo	73
Tabla 48	Combinaciones de carga placa PL-1.....	76
Tabla 49	Cargas en la base Placa PL-1.....	78
Tabla 50	Combinaciones y esfuerzo de diseño para cimentación placa PL-1	78
Tabla 51	Diseño por flexión - cimentación placa PL-1.....	79



1. INTRODUCCIÓN

La población estudiantil en las Instituciones Educativas (I.E.) del Perú ha sufrido un incremento considerable en los últimos años, motivo por el cual es necesario mejorar la infraestructura y ampliar la capacidad de los ambientes de las I.E. ya sea con la construcción de nuevos módulos de aulas o con la ampliación de estos.

El Ministerio de Educación creó el Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED), que es la institución encargada de desarrollar proyectos de implementación y mejora de los servicios educativos.

En el Perú la infraestructura educativa existente que fue construida hasta antes de 1997 tiene entre sus varias edificaciones deficiencias estructurales en rigidez lateral, resistencia sísmica e irregularidades estructurales en planta. Se presentará un resumen de los principales problemas observados en edificios de I.E. existentes.

En esta investigación se trabajará una comparación entre dos propuestas para la ampliación de un módulo de una I.E. que fue construida antes de 1997. Se trata de un módulo INFES de cuatro aulas distribuidas en dos pisos.

La necesidad del proyecto se basa en construir un tercer nivel con las mismas características arquitectónicas de los niveles anteriores. Es así que se plantean dos propuestas de ampliación.

En la primera propuesta la prioridad es mantener la estructura existente. Se realiza una evaluación de la estructura y sus elementos, llegando a la conclusión de la carencia de rigidez lateral en la dirección longitudinal de la edificación. Para mejorar esa deficiencia se plantean las siguientes alternativas de reforzamiento a nivel de edificación:

- Primera alternativa. Inclusión de aletas de concreto armado en las columnas de los primeros niveles ubicadas en los ejes intermedios de las aulas. Estos elementos reforzados tendrán un comportamiento de muros estructurales en la dirección longitudinal, por eso es importante garantizar una adecuada adherencia a la cimentación, columnas existentes y a los nudos con las vigas.
- Segunda alternativa. Inclusión de muros de albañilería entre las columnas existentes (cerrando paños de aulas) que tengan un comportamiento de tabiques no aislados. Estos elementos rigidizarían la edificación al comportarse como un puntal diagonal entre las columnas.
- Tercera alternativa. Inclusión de arriostres metálicos dentro de los pórticos de concreto armado. El sistema sismorresistente sería el de Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF), siendo los arriostres metálicos los elementos que interactúen con un porcentaje mayor de las fuerzas sísmicas en la dirección longitudinal.

La segunda propuesta para la ampliación consiste en demoler el módulo de aulas y construir una nueva edificación de tres niveles sobre la misma área para así satisfacer el propósito inicial.

El módulo de la I.E. a estudiar se encuentra en la ciudad de Lima sobre un suelo de factor S2.

Se realizarán análisis por cargas de gravedad y sismo de acuerdo a las normas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para ambas propuestas.

Para evaluar el reforzamiento y diseño de los nuevos elementos estructurales se estudiará el comportamiento estructural del módulo bajo cargas sísmicas de la mejor alternativa planteada que mejore el comportamiento de la edificación hasta cumplir con las exigencias de las normas. Los criterios para la elección de la mejor alternativa de reforzamiento consistirán en la economía, factibilidad constructiva, y se priorizará realizar las intervenciones mínimas necesarias.

Finalmente se hará una comparación de resultados entre la mejor alternativa de reforzamiento y la propuesta de demolición. Adicionalmente se adjuntará el presupuesto de estructuras donde se considerarán todas las intervenciones a realizar para cumplir con el objetivo de la ampliación.

1.1. Antecedentes

Se han desarrollado varias investigaciones referidas a la problemática estructural y propuestas de solución en las instituciones educativas en el Perú. Para esta investigación se revisó los siguientes documentos:

- **Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Perú.** (Vancouver – 2004), Marcos Tinman, Daniel Quiun y Alejandro Muñoz prepararon un informe sobre los efectos generados por el sismo de Atico (2001) en instituciones educativas y hospitales, donde mostraron los daños más importantes y posteriormente presentaron propuestas de reparación estructural para dos edificios dañados.
- **Las estructuras de los centros educativos (colegios) en el siglo XX en el Perú, diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de edificaciones de la Universidad Católica del Perú.** (Lima – 2005), Antonio Blanco Blasco presentó su tesis de maestría que tenía como objetivo compartir su experiencia como profesional en el diseño y reforzamiento de estructuras destinadas a colegios; a la vez presentar como ejemplos de aplicación de técnicas en reforzamiento de estructuras reales que puedan servir de referencia para su aplicación en proyectos similares.
- **Evaluación del riesgo sísmico de las edificaciones educativas peruanas.** (Lima – 2006), María Astorga y Rafael Aguilar presentaron esta investigación que tenía como objetivo identificar los principales sistemas estructurales de las edificaciones educativas peruanas, y desarrollar herramientas que sirvan para estimar las pérdidas y cuantificar su desempeño en diferentes escenarios de sismicidad.

- **Estudio del reforzamiento estructural del centro educativo Fermín del Castillo.** (Lima – 2009), Fernando Calagua planteó una propuesta de intervención estructural en un edificio de tres pisos denominado módulo 780, que en planta contaba con un sector rectangular adyacente a un octógono que había sido construido por INFES. La propuesta de refuerzo hacía que la nueva estructura cumpla con los requisitos de la norma E.030 del 2003.
- **Evaluación del desempeño sismorresistente de los colegios peruanos modernos.** (Lima – 2004), Henry León y Úrsula Quintana presentaron esta investigación que tenía como objetivo el estudio analítico del comportamiento sísmico de un edificio de aulas típico, proyectado con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente de 1997. Donde el desempeño se evaluó para diferentes niveles de severidad sísmica, empleando espectros de demanda y capacidad.

1.2. Justificación

El Perú es un país de alta actividad sísmica, que cuenta recién a partir del 1970 con consideraciones sismorresistentes en el reglamento nacional de construcciones. Desde la creación de la norma de diseño sismorresistente se han producido algunas modificaciones, con el fin de mejorar el diseño y dar nuevas exigencias que no fueron consideradas en versiones previas.

El Perú se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico en el mundo, una de las consecuencias más graves de la actividad sísmica es la pérdida de vidas humanas. Entre los eventos sísmicos que más devastadores, (figura 1), que se han producido en el país se pueden mencionar:

- Lima, 28 de octubre de 1746. Se tienen registros que producto de este evento sísmico quedaron en pie 25 de 3000 viviendas y 1300 muertos de una población de 69000 personas. Como consecuencia posterior se produjo un tsunami en las costas del Callao donde sobrevivieron 200 personas de un total de 4000.
- Ancash, 31 de mayo de 1970, 7.9M_w. Es considerado el evento más destructivo del país, que dejó 69 mil personas fallecidas y 150 mil heridas; además como consecuencia se produjo un alud que sepultó el poblado de Yungay.
- Lima, 3 de octubre de 1974, 8.0M_w. Fallecieron 252 personas y quedaron 3600 heridos. Desde esa fecha no se ha vuelto a producir otro gran evento en la capital, silencio sísmico, que implica la poca liberación de energía entre las placas tectónicas.
- Nazca, 12 de noviembre de 1996, 6.4M_w. Se generaron daños en los departamentos de Ica, Arequipa, Ayacucho y Huancavelica. Como consecuencia fallecieron 14 personas y 624 heridos, 91 centros educativos y 10 centros de salud resultaron dañados y el 80% de las viviendas fueron destruidas.

- Arequipa, 23 de junio de 2001, 8.4M_w. Este evento afectó a las regiones de Ica, Arequipa, Moquegua y Tacna. La intensidad máxima fue de grado VIII MM, registrada en Atico. Fallecieron 102 personas, de las cuales 26 a causa del Tsunami posterior al evento en la ciudad de Camaná.
- Pisco, 15 de agosto de 2007, 8.0M_w. El hipocentro se ubicó a 40 Km al oeste de Pisco a una profundidad de 39 Km. La intensidad máxima registrada fue IX MM. El evento dejó 595 fallecidos, 2291 heridos y 76000 viviendas quedaron destruidas e inhabitables.

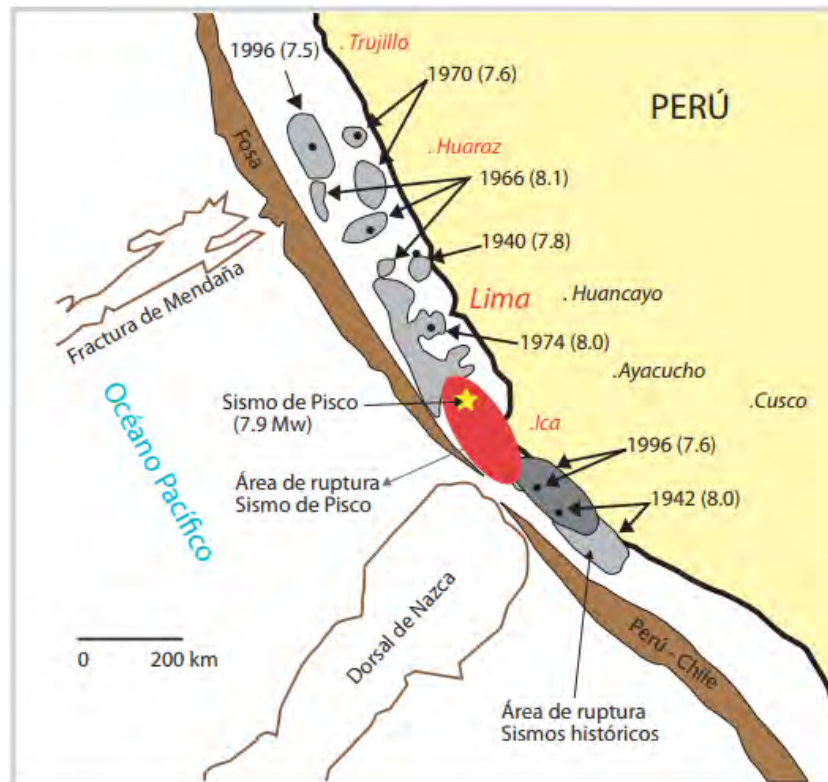


Figura 1. Antecedentes sísmicos en el Perú

Fuente: Informe LECCIONES APRENDIDAS Sismo de Pisco. Grafico N°2. Página 21. INDECI

En la actualidad la entidad estatal encargada de infraestructura educativa, PRONIED, desarrolla proyectos de implementación y mejora de los servicios educativos en todo el país. Para realizar un proyecto de ampliación se exige hacer un análisis de las estructuras que fueron construidas por el estado, donde siempre se vela por evitar la demolición de los edificios optando por la solución de reforzamiento o intervenciones menores.

El problema surge cuando se observa el estado actual de este tipo de edificaciones, que a pesar de ser construidos por el estado, se encuentran problemas estructurales donde se tendrían que hacer intervenciones en la mayoría de elementos existentes para garantizar un adecuado comportamiento de la edificación ante las nuevas exigencias sismorresistentes.

Cuando el estado licita proyectos para la ampliación de estructuras educativas las empresas concursantes dan prioridad a la opción de demolición de las estructuras existentes para construir una nueva edificación. La justificación que dan es que a pesar de que realizar el reforzamiento en elementos estructurales principales no es tan costoso, el intervenir en la mayoría de elementos hace que la propuesta de reforzamiento sea tan costosa como la de una nueva construcción.

Hasta el momento no se encontró un estudio donde se haga una comparación entre cuál de las propuestas (reforzamiento o construcción nueva) es más costosa para la ampliación de un nivel en un módulo de aulas, siendo ese el motivo principal para el desarrollo de esta investigación.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

- Contribuir a la reducción de vulnerabilidad en instituciones educativas existentes.

1.3.2. Objetivos específicos

- Plantear dos propuestas que garanticen un adecuado comportamiento sísmico ante la ampliación de un nivel de un módulo de aulas existente.
- Evaluar cuál es la alternativa más económica entre las dos propuestas de ampliación.

1.4. Metodología

Se consideró la siguiente propuesta metodológica para el desarrollo de esta investigación:

1. Selección de un módulo de aulas INFES típico de dos niveles.
2. Análisis estructural del módulo existente.
3. Análisis estructural de distintas propuestas de reforzamiento.
4. Selección de propuesta para diseño de reforzamiento de elementos.
5. Análisis y diseño estructural de propuesta de demolición y construcción nueva.
6. Comparación entre la propuesta de reforzamiento y la de construcción nueva.
7. Redacción de conclusiones.

1.5. Documentación

Para el análisis de la estructura existente se cuenta con un levantamiento topográfico, estudio de mecánica de suelos y fotografías que fueron proporcionadas por una empresa que realizó servicios de consultoría en un proyecto de mejoramiento del servicio educativo de instituciones educativas.

Al no contar con los planos de estructuras se asumirá que la estructura y todos sus elementos fueron diseñados respetando la normativa de la época. Se sabe que el módulo fue construido por INFES antes de 1997. A nivel de diseño sismorresistente el documento utilizado fue el Reglamento Nacional de Construcciones de 1977.

Para el análisis y diseño de este proyecto se considerarán los siguientes documentos de referencia:

- Norma Técnica de Edificaciones E.020 – Cargas
- Norma Técnica de Edificaciones E.030 – Diseño Sismorresistente
- Norma Técnica de Edificaciones E.050 – Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica de Edificaciones E.060 – Concreto Armado
- Norma Técnica de Edificaciones E.070 – Albañilería
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)

Finalmente, según el EMS proporcionado, el estrato de apoyo para la cimentación es grava (GP), la profundidad de cimentación $D_f = 1.00$ y la capacidad admisible del suelo q_{adm} será de 2.4 Kg/cm^2 y el perfil para el análisis sísmico será S2.



2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

El módulo existente es un edificio de concreto armado y albañilería con planta rectangular de dos niveles conformados por dos aulas por piso (figura 2). Las aulas tienen un área de 62.0 m², y los pasadizos de 34.0m²; el pasadizo del segundo nivel no está techado.

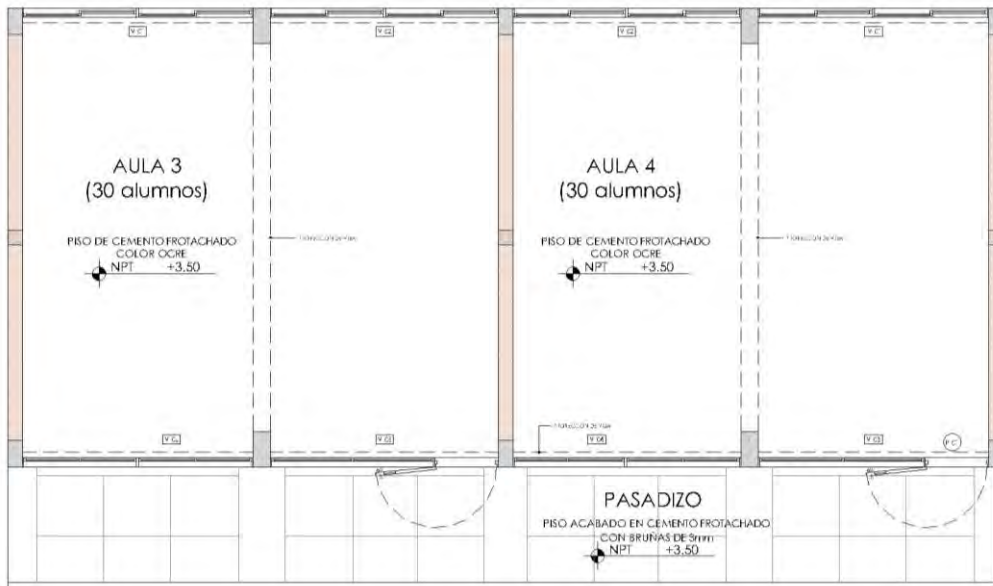


Figura 2. Planta de arquitectura del segundo nivel – módulo existente

En la fachada donde se encuentra el pasadizo (dirección longitudinal) se tienen ventanas altas, mientras que en la fachada posterior se tienen ventanas grandes con alféizares bajos como se muestra en las siguientes imágenes. Se pudo observar que los alféizares no se encuentran aislados adecuadamente de las columnas (figuras 3 y 4).



Figura 3. Fotografía fachada delantera módulo INFES existente.



Figura 4. Fotografía fachada posterior módulo INFES existente

En la figura 5 se muestra la planta del sistema estructural del módulo. La losa del techo es una losa unidireccional de 0.20m de peralte, que está orientada en el sentido longitudinal. La losa se apoya en los muros de albañilería confinada de 0.25m de ancho y en vigas peraltadas.

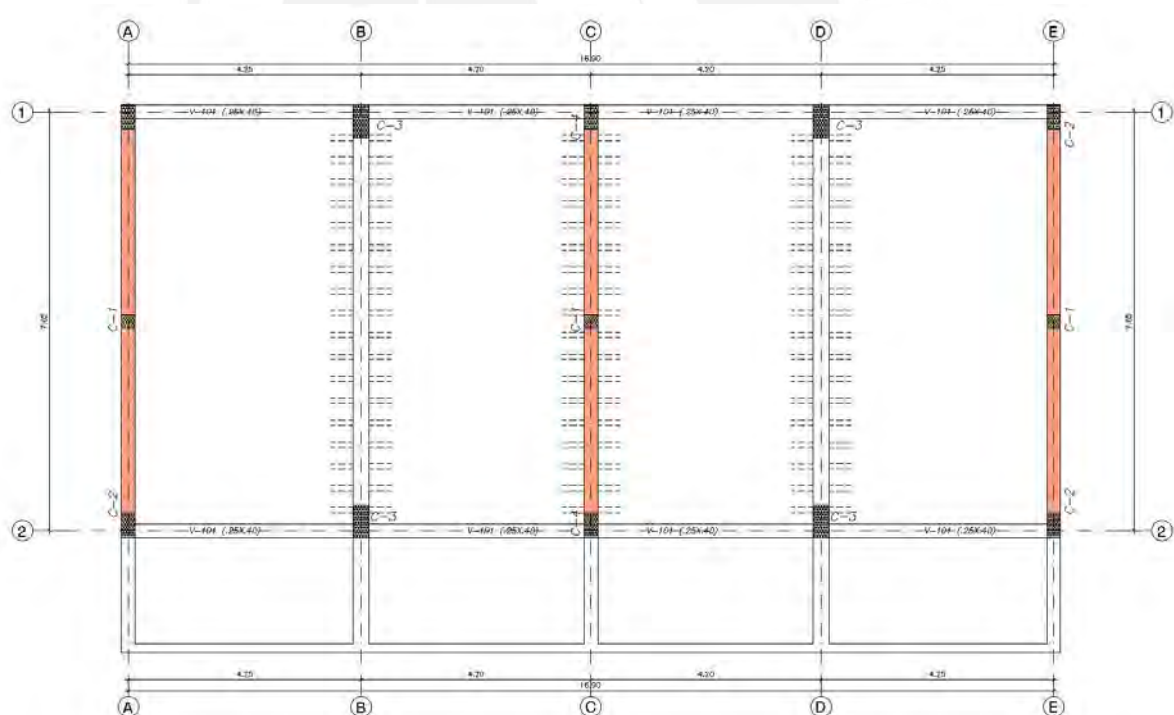


Figura 5. Planta estructuras – Módulo existente

El sistema sismorresistente en la dirección longitudinal es de pórticos de concreto armado, donde las columnas y vigas aportan poca rigidez debido al peralte de estos elementos; y en la dirección transversal de muros de albañilería confinada.

2.1. Problemas estructurales en Instituciones Educativas

Los eventos sísmicos de los últimos años han servido para mostrar problemas existentes en edificios destinados a ofrecer servicios educativos. La estructuración y diseño de este tipo de edificaciones ha ido sufriendo varios cambios, pero siempre se ha mantenido la propuesta arquitectónica de distribuir las aulas en una dirección con un pasadizo que permita el tránsito.

Antes de la existencia de las normas de diseño se solía estructurar las edificaciones con elementos robustos que dejaban ventanas pequeñas; además, debido al limitado conocimiento de diseño sísmico se pensaba que solo los pórticos de concreto armado (formados por elementos robustos) recibían y soportaban cargas de gravedad y sismo; mientras que para el diseño de los muros de albañilería no se consideraban cargas sísmicas.

En esas instituciones educativas, a pesar de su antigüedad y tener una estructuración con poca densidad de muros de albañilería y placas de concreto armado, se ha presentado un comportamiento aceptable en los sismos ocurridos hasta la fecha.

Entre los problemas más graves detectados en las estructuras de instituciones educativas se pueden mencionar:

- **Edificios con baja rigidez lateral.** Antes de la creación de la norma de diseño sismorresistente de 1997, en la estructuración y diseño de edificios el control de desplazamientos fue menos riguroso. Además, los conceptos arquitectónicos para edificios escolares cambiaron, los nuevos planteamientos buscaban ventanas de mayor longitud, donde los muros de la dirección longitudinal desaparecieron y se introdujeron ventanas más grandes que llegaron a ocupar todo el espacio entre las columnas.
Para satisfacer los planteamientos de arquitectura el nuevo sistema sismorresistente en la dirección longitudinal consistía en pórticos de concreto armado, donde el peralte de las columnas era perpendicular a la dirección longitudinal aportando poca rigidez lateral longitudinal. El sismo de Nazca de 1996 generó fuertes daños en edificaciones escolares, donde se observó que se produjeron desplazamientos laterales de altas magnitudes en la dirección longitudinal que generaron fuerzas internas mayores a las que se habían considerado en el diseño, llevando al colapso de las edificaciones.
- **Problema de columna corta.** Este problema se genera debido a la interacción entre las columnas de concreto armado y los tabiques de albañilería que forman alféizares con las ventanas en la dirección longitudinal de las aulas. Los tabiques no estaban aislados de las columnas, limitando su capacidad de deformación lateral (figura 8). Esta interacción daba mayor rigidez a las columnas en la dirección longitudinal del edificio, pero reducía su longitud de deformación.

Los desplazamientos asociados a las cargas laterales generaban fuerzas cortantes que eran muy superiores a las fuerzas cortantes de diseño; además había poca exigencia en conceptos de confinamiento que generó el colapso de las secciones de concreto (figuras 6 y 7).

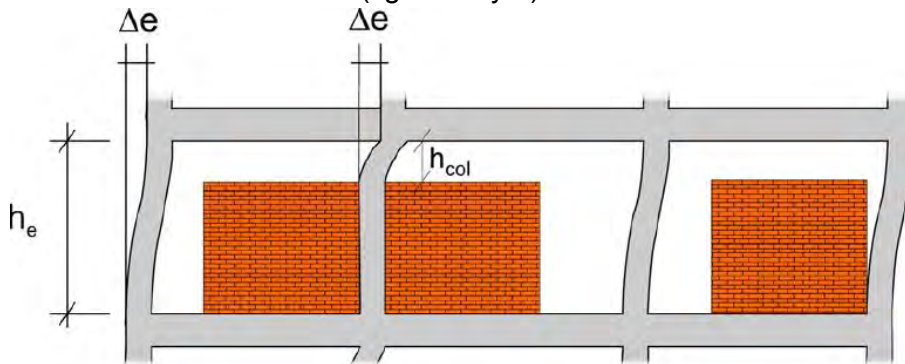


Figura 6. Deformación angular en columnas

Fuente: Apuntes del curso ingeniería antisísmica. Alejandro Muñoz. Página 211.

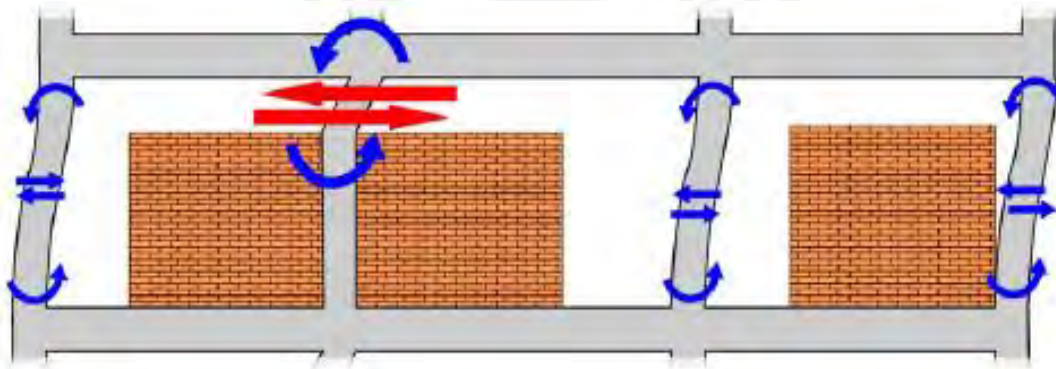


Figura 7. Fuerzas actuantes en columna corta.

Fuente: Apuntes del curso ingeniería antisísmica. Alejandro Muñoz. Página 213.



Figura 8. Falla por columna corta I.E. "Ángela Barrios" - Moquegua

Fuente: Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Perú. Alejandro Muñoz, Daniel Quiun y Marcos Tinman. Página 3.

- **Estructuras con planta irregular.** En la norma de 1977 no se mencionan limitaciones respecto a irregularidades, se hace referencia a conceptos de reducción de plantas para incrementar la carga de diseño. Desde la creación de la norma de 1997 se consideran recién los conceptos de regularidad estructural en planta ni altura.

Debido a la ausencia de esa exigencia en la estructuración se construyeron edificaciones con irregularidades en planta. Tal es el caso de un módulo INFES cuya planta contaba con un sector rectangular adyacente a uno de forma octogonal, en ese sistema se generaría torsión en planta debido a la mala distribución de rigidez en las direcciones de análisis. Este tipo de edificación fue construida en varios colegios de la costa del Perú (figuras 9 y 10). En la actualidad está prohibido tener irregularidades en edificios de instituciones educativas.



Figura 9. Módulo irregular I.E. 3066 - Comas



Figura 10. Módulo irregular I.E. 0390-5 - Independencia

3. MARCO TEÓRICO

3.1. Modelo analítico

Para el análisis sísmico y de cargas de gravedad se desarrolla un modelo tridimensional en el programa de análisis de edificios ETABS. Para cada nudo se consideró seis grados de libertad estáticos y tres coordenadas dinámicas por nivel. Se modeló la geometría de la estructura y las cargas actuantes correspondiente. El modelo considera el efecto tridimensional del aporte de rigidez de cada elemento estructural, se consideran los los elementos verticales (placas y columnas) bi – empotrados, como un modelo tipo corte.

Se consideran las vigas y columnas como elementos unidimensionales tipo “frame”, las losas que reciben cargas perpendiculares a su plano como elementos tipo “membrane”, las placas y muros de albañilería que reciben cargas coplanares y fundamentalmente paralelas a su plano como elementos tipo “Shell”. A las vigas que no puedan desarrollar momento flector por falta de longitud de anclaje se les asigna “release” (rótulas) en los extremos; además se asignan brazos rígidos en las conexiones entre vigas y columnas.

El software se utiliza solo para el análisis estructural y no para diseñar elementos estructurales; facilita datos para la verificación de desplazamientos laterales, así como los valores de las fuerzas que se considerarán en el diseño.

3.2. Análisis de cargas de gravedad

La Norma de referencia a considerar será la norma E020 Cargas. En la que se indica que la edificación y todos sus componentes deben tener un adecuado comportamiento ante las cargas que se le impongan durante su vida útil, tanto en condiciones de servicio como últimas, dependiendo del material.

Se definen dos tipos de cargas a analizar, la carga muerta que es aquella proveniente del peso de los materiales o elementos que generen efectos permanentes en la estructura, y la carga viva, asociada al peso de elementos móviles según el tipo de edificación.

Carga muerta

El peso propio de cada elemento se calculará a partir del volumen y peso específico del material por el que está conformado, a excepción de las losas y piso terminado donde se asignará manualmente un valor específico de carga repartida por área. En la tabla 1 se muestran los valores que se considerarán para el análisis de carga muerta en los elementos.

Tabla 1
Valores de carga muerta para análisis

Material o elemento	Carga
Concreto Armado	2400 Kg/m ³
Albañilería o tabiquería sólida	1800 Kg/m ³
Losa aligerada (h=0.20m)	300 Kg/m ²
Piso terminado (e=0.05m)	100 Kg/m ²

Carga viva

Esta carga se aplicará directamente sobre las losas y se considerarán los valores indicados en la tabla 2 para el análisis.

Tabla 2
Valores de carga viva para análisis

Ambiente	S/C (Kg/m ²)
Aulas	250
Pasadizos	400
Azotea	100

3.3. Análisis de cargas sísmicas

El módulo de la institución educativa de este proyecto fue construido con reglamentos anteriores a los vigentes, como se mencionó previamente, donde incluso no había restricciones con los conceptos de regularidad estructural. Por eso se considera importante analizar y comparar todos los códigos de diseño sísmico en el Perú.

El diseño sísmico en el Perú fue normado por los siguientes reglamentos:

- Reglamento Nacional de Construcciones, Capítulo IV: Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos. 1970.
- Reglamento Nacional de Construcciones. Normas de Diseño Sismo – resistente. 1977.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificaciones E-030. Diseño Sismorresistente. 1997, 2003 y 2016.

Los principios de diseño sísmico, condiciones mínimas para que las estructuras tengan un buen comportamiento, también han cambiado con el tiempo.

Hasta la norma de 1997 se trabajó con el concepto de **objetivos del diseño sismorresistente**, donde se indicaba que los proyectos y construcción de edificaciones en su desarrollo deberían garantizar un comportamiento que haga posible:

- Resistir sismos leves sin daños (MM = VI)
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños leves (MM = VII y VIII)
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación. (MM = IX)

En la norma de 2003 se establece el concepto **Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente**.

La filosofía de Diseño Sismorresistente establece:

- Evitar la pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar una protección completa no es técnica ni económicamente factible para todas las edificaciones, por eso los principios de Diseño Sismorresistente van en concordancia a la filosofía planteada y se sustentan en lo siguiente:

- Las estructuras no deberían colapsar ni producir daños graves a los ocupantes, se permiten daños importantes sólo en caso de sismos calificados como severos.
- Los daños que se puedan producir en la estructura debido al movimiento del suelo en sismos calificados como moderados den ser reparables dentro de límites aceptables.
- Se tendrán consideraciones especiales en edificaciones consideradas esenciales.

Fuerza sísmica cortante en la base

La expresión para el cálculo de fuerzas sísmicas laterales no ha sufrido modificaciones en las normas desde 1977, lo que ha cambiado han sido los valores sus factores componentes. La expresión considerada ha sido la siguiente:

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

Donde:

V = Fuerza sísmica lateral.

Z = Factor de zonificación

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo.

C = Coeficiente que determina el porcentaje de carga permanente del edificio.

R = Factor de ductilidad.

P = Peso del edificio.

Factor de Zonificación

Se da una clasificación en zonas, basadas en la distribución espacial de sismicidad que se pudo observar, características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

Cada zona tiene asignado un factor Z, expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, que representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido que tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. En la tabla 3 se muestra los valores de Z y en figura 11, la zonificación considerada en cada norma.

Tabla 3
Factores de zonificación Z

Zona	Norma 1977	Zona	Norma 1997 - 2003	Norma 2016
1	1.00	4	----	0.45
2	0.70	3	0.40	0.35
3	0.30	2	0.30	0.25
4	---	1	0.15	0.10

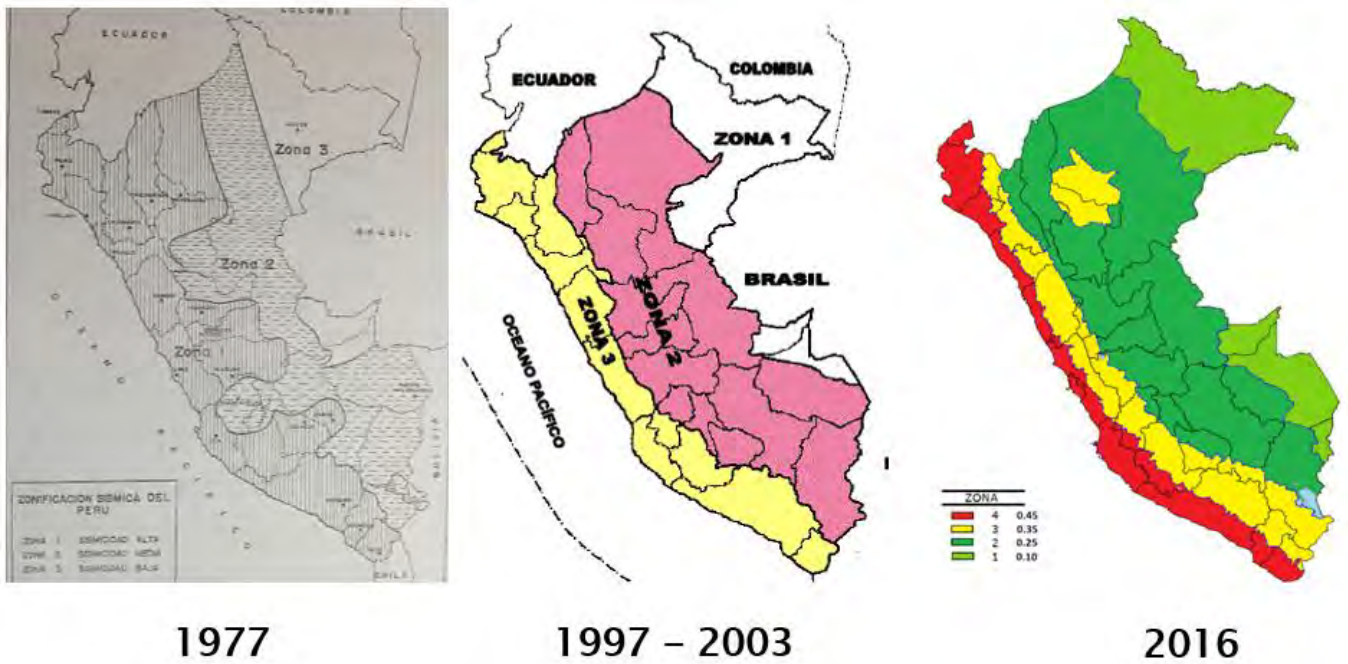


Figura 11. Mapa de zonificación sísmica

Condiciones geotécnicas

Se consideran los efectos de la amplificación de la acción sísmica que se producen por las características del suelo de cimentación.

En la norma de 1977 se clasificaban los suelos de acuerdo al tipo de suelo de cimentación y por el periodo predominante “ T_s ” de la estratigrafía. En las normas de 1997 y 2003 se clasifican perfiles de suelo (S), dependiendo de las propiedades mecánicas, periodo fundamental o velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s); mientras que en la norma del 2016 para clasificar el perfil de suelo, no se consideran las propiedades mecánicas del suelo, se toma en cuenta la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (\bar{V}_s) o valores de ensayos asociados al suelo granular o cohesivo de los 30m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel de fondo de cimentación. En la norma vigente el valor del factor S depende de la zonificación y del tipo de suelo.

En la norma de 1977 el factor T_s sirve para el cálculo del factor C que está en función del periodo de vibración de la estructura. Desde la norma de 1997 hasta la vigente se define el factor T_p , que es el valor del periodo que define la plataforma del factor C. En la norma vigente se define el factor T_L , que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante. Los valores de T_p y T_L dependen de la clasificación del suelo.

Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Los sistemas estructurales en las normas se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente para cada dirección de análisis. En la tabla 4 se muestra el valor del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) para cada norma.

Tabla 4
Comparación entre los coeficientes de reducción de respuesta

Sistema estructural sismorresistente	1977 R _d	1997 R	2003 R	2016 R _o
Pórticos de acero	6	10	9.5	8
Pórticos de concreto armado	5	10	8	8
Dual de concreto armado	4	10	7	7
Muros de corte de concreto armado	3	7.5	6	6
Albañilería estructural	2.5	6	3	3
Construcción de madera	4	7	7	7

Factor C

El valor de este factor tiene distintas expresiones para su cálculo en todas las normas y se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo. Se muestran las expresiones para el cálculo de C en cada norma, donde T es el valor del periodo de vibración del edificio a analizar.

- Norma 1977

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} \quad 0.16 \leq C \leq 0.40 \quad 0.3 \leq T_s \leq 0.90$$

- Norma 1997

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)^{1.25} \quad C \leq 2.5 \quad \frac{C}{R} \geq 0.1$$

- Norma 2003

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \quad C \leq 2.5 \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

- Norma 2016

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Factor U

Se refiere a la categorización que se les da a las edificaciones según su importancia. Las edificaciones escolares se consideran edificaciones esenciales (categoría B en la norma de 1977 y A desde 1997) ya que pueden servir de refugio después de un desastre.

El valor del coeficiente U en 1977 fue 1.3 y desde 1997 es 1.5.

Regularidad estructural

En la norma de 1970 se consideran efectos de reducción en plantas y de torsión, pero no se menciona el concepto de regularidad. Desde la norma de 1997 se incluye el concepto de verificación de regularidad estructural. Se indica que las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el objetivo de determinar un adecuado proceso de análisis y los valores apropiados de reducción del factor R.

Se clasifican como regulares a las estructuras que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales. En las normas de 1997 y 2003 se definen criterios de irregularidades en planta y altura, si la estructura clasifica como irregular el coeficiente R para el análisis tendrá que multiplicarse por 0.75. En la norma vigente se definen los factores de irregularidad en planta I_p e irregularidad en altura I_a (tablas N°8 y N° 9) y el coeficiente de reducción se definirá como $R=R_o \cdot I_p \cdot I_a$.

En caso de la edificación del proyecto, la norma plantea restricciones de irregularidades dependiendo de la categoría y ubicación del edificio a analizar, en este caso el edificio es de categoría A2 y está ubicado en la zona 4, (según la tabla N°10 de la norma vigente) no se permiten irregularidades en planta ni altura. En caso no se cumpliera con los requisitos se tendrá que modificar la estructuración hasta cumplir con lo solicitado.

Desplazamientos laterales

En el sismo de Nazca de 1996 se observaron varios daños en locales de las instituciones educativas construidas por INFES. Se pudo comprobar que las deformaciones laterales de los edificios son superiores que las que se obtuvieron con los coeficientes de la norma sísmica de 1977.

Para el control de desplazamientos laterales, los valores de los desplazamientos obtenidos por el análisis lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas se multiplican por un factor asociado al coeficiente R. En la norma de 1997 el producto es por "0.75Rd", en 1997 es por "R", en el 2003 por 0.75R y en la norma vigente se por 0.75R para estructuras regulares y por R para irregulares.

El cociente del máximo desplazamiento relativo, obtenido por el proceso mencionado en el párrafo anterior, se dividirá entre la altura de entrepiso. Para cumplir con el control de desplazamientos el valor de ese cociente (deriva de entrepiso) tendrá que ser menor que 0.007 para estructuras de concreto armado y menor que 0.005 para estructuras de albañilería desde 1997. En 1977 la deriva máxima era 0.01 sin distinción del material.

Modelo para análisis de edificios.

Desde la norma de 1997 se indica que se pueden utilizar modelos computacionales para el análisis sísmico. Se debe considerar una distribución espacial de masas y rigideces adecuada a la estructuración para considerar los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

En edificios que funcionen como modelos tipo corte con diafragmas rígidos se podrá usar un modelo de masas concentradas con tres grados de libertad dinámicos por nivel, asociados a dos desplazamientos horizontales ortogonales y a una rotación en el centro de masa. Cuando no se consideran diafragmas rígidos las fuerzas laterales se aplicarán directamente en los elementos resistentes.

Peso del edificio

El peso de la edificación para el cálculo de la fuerza sísmica lateral será la adición del total de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva. Para edificaciones escolares se considera el 50% de la carga viva.

Análisis sísmico estático

Es un procedimiento en el que se representan las cargas sísmicas como un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Al principio de este capítulo se explicó como calcular el valor de la fuerza cortante en la base para el análisis de cargas laterales. En cada norma se dan las restricciones de este análisis para estructuras regulares e irregulares.

El producto de los coeficientes $ZUCS/R$ representa el porcentaje del peso de la edificación que se considerará en el análisis. Como el coeficiente C depende del periodo fundamental de vibración de la estructura, en cada norma se dan expresiones que permiten estimar un valor aproximado, en esas expresiones se consideran características de la edificación como la altura, dimensión horizontal en planta en la dirección de análisis (norma de 1977) y sistema estructural en la dirección de análisis.

En la tabla 5 se muestra una comparación de porcentajes de peso (%P) y periodo fundamental de vibración que consideraría cada norma para un análisis sísmico estático en la dirección transversal de una institución educativa. La comparativa se hará sobre estratos de perfiles S1, S2 y S3, donde la configuración estructural será de muros de corte.

Tabla 5
Comparación de %Peso para análisis estático

	%P			
Norma	1977	1997	2003	2016
T (s)	0.167	0.172	0.172	0.172
S1	17.33	20.00	25.00	28.13
S2	20.80	24.00	30.00	29.53
S3	24.27	28.00	35.00	30.94

En estructuras con diafragmas rígidos se debe considerar además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de las excentricidades accidentales en cada dirección.

Análisis sísmico modal espectral

En las normas se indica que otro método para el análisis con cargas laterales puede ser el análisis modal donde se considerará para cada modo la aceleración del suelo en función del factor "C" que dependerá del periodo asociado a cada modo y del tipo de suelo donde se construirá el proyecto.

Al multiplicar la función de "C" por los factores considerados para el cálculo de la fuerza lateral se genera un espectro inelástico de pseudo aceleraciones que está definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

En la figura 12 se muestra una comparación entre los valores de C para cada norma de un edificio construido sobre suelo de categoría S2.

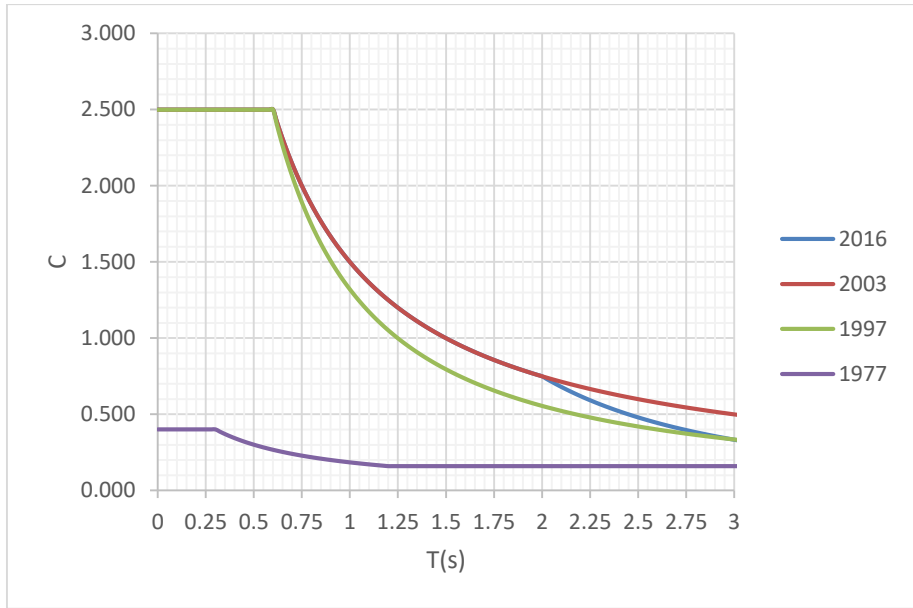


Figura 12. Comparación del factor C en las normas peruanas

Se puede apreciar el cambio en la curvatura desde que se alcanza el valor de T_L en la norma del 2016, este cambio se hizo para controlar los desplazamientos en edificios flexibles.

Se presenta una comparación entre espectros de pseudo aceleraciones para una edificación similar al proyecto que se va a analizar (figura 13), se puede observar que se presenta una plataforma en todos los espectros tanto al inicio como al final. Esto es debido a las restricciones que asocian al factor C con el periodo de vibración del suelo " T_s o T_p " y con el factor de reducción "R".

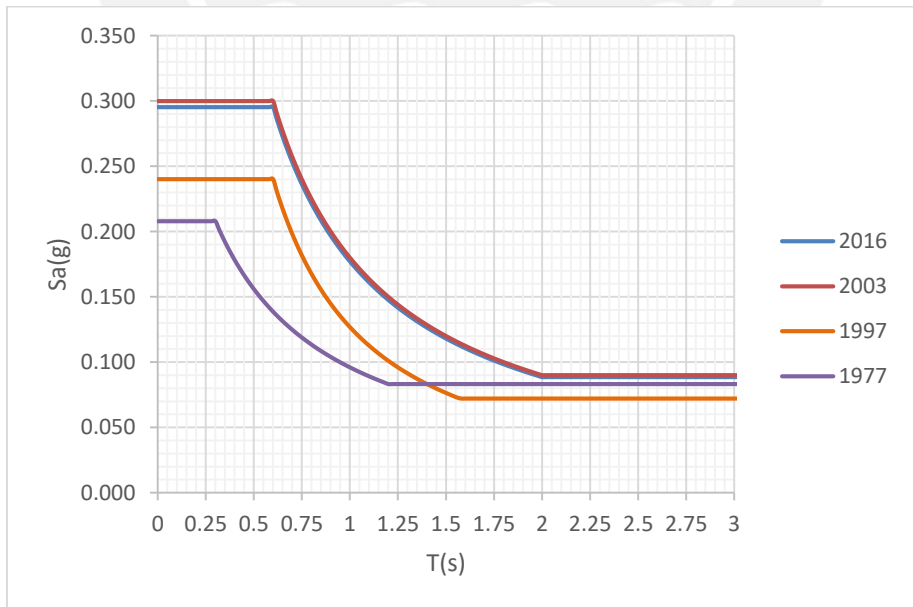


Figura 13. Comparación espectros de pseudo aceleraciones

A partir del espectro de pseudo aceleraciones se puede crear el de desplazamientos asociando la pseudo aceleración con la frecuencia circular de vibración (figura 14).

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$$

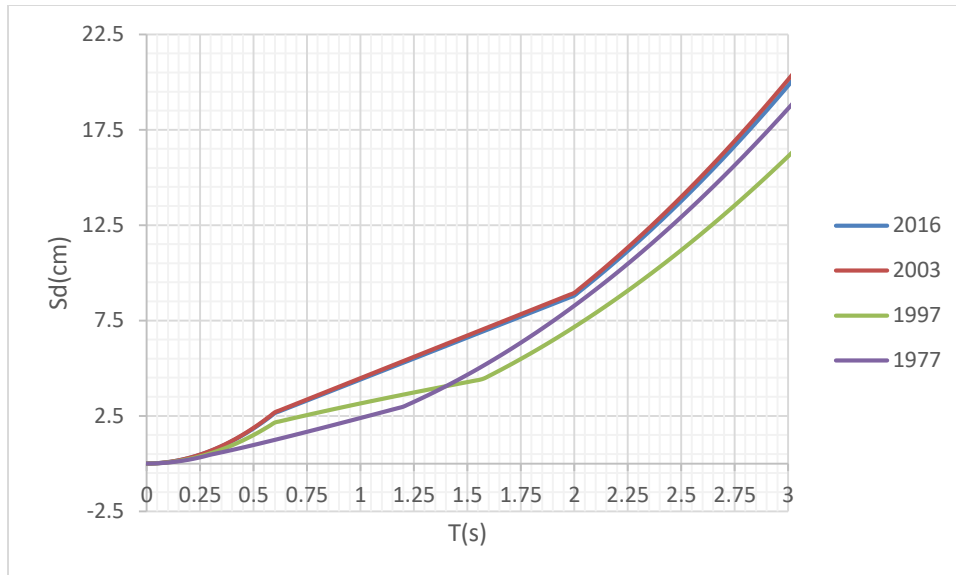


Figura 14. Comparación espectros de desplazamiento

Finalmente, para definir los valores de las cargas sísmicas de diseño, en el caso de trabajar con el análisis modal, la fuerza cortante no será menor que el 80% de la fuerza cortante del análisis estático para estructuras regulares, ni del 90% para irregulares.

3.4. Diseño en concreto armado

Se utilizará como documento de referencia a la norma E060 de concreto armado. Donde se indican los requisitos y exigencias mínimas para el análisis y diseño de elementos y estructuras de concreto armado.

Las propiedades mecánicas del concreto y acero de refuerzo serán:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_{cu} = 0.003 \text{ cm/cm}$
- $E_c = 217000 \text{ kg/cm}^2$
- $G_c = 90570 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_y = 0.0021 \text{ cm/cm}$
- $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Se utilizará el diseño por Resistencia para el diseño de las secciones de concreto armado, que consiste en que cualquier sección la resistencia de diseño del elemento (ΦR_n) tiene que ser mayor o igual que la resistencia requerida (R_u), calculada con combinaciones y amplificaciones de carga.

En el artículo 9.3 se muestran los valores de factores de reducción (Φ) que se considerarán en el diseño y en 9.2 los requisitos de resistencia donde se muestran las combinaciones y los valores de los factores de amplificación a utilizar. Es importante verificar también que las secciones de concreto armado tendrán un comportamiento ideal bajo condiciones de servicio. En la parte 2 del capítulo 9 se muestran todas las verificaciones a considerar en el diseño para condiciones de servicio.

Para el cálculo de las resistencias nominales se podrán utilizar las leyes constitutivas de los materiales, así como la compatibilidad de deformaciones unitarias en las secciones transversales. En el concreto armado se podrá utilizar la simplificación del bloque de compresiones indicada en el artículo 10.2.7.1.

En el capítulo 10 se dan los requisitos mínimos de diseño por flexión y carga axial para todos los elementos; mientras que en el capítulo 11 se brindan los requisitos para el diseño por torsión y cortante. Adicionalmente se deben revisar los capítulos 14 y 15 donde se encontrarán recomendaciones adicionales para elementos específicos como muros y zapatas.

En el capítulo 21 se encuentran las disposiciones para el diseño y construcción de los elementos que son sometidos a carga sísmica. Se dan esas disposiciones con el objetivo de evitar fallas frágiles, dar ductilidad, en los elementos como en sus uniones. La ductilidad se puede lograr aumentando el confinamiento en los elementos.

Las disposiciones para vigas y columnas sometidas a carga sísmica en edificios cuyo sistema sismorresistente sea de muros estructurales ($R=6$ según E030) se dan en el artículo 21.4.

Se menciona, en 21.4.3, que el cortante de diseño (V_u) por carga sísmica será el máximo entre el calculado en función a los momentos nominales (M_n) de los extremos restringidos de luz libre y del cortante asociado a las cargas de gravedad o el obtenido de las combinaciones con cargas sísmicas. Para el caso de las columnas el momento nominal a considerar será el asociado a la carga axial que generó la máxima combinación sísmica.

Para el diseño sísmico de vigas (21.4.4) se indica que el refuerzo longitudinal debe ser conformado por al menos dos barras en la cara superior como inferior del elemento, con un área de acero no menor que la mínima requerida por flexión.

En ambos extremos del elemento se deben disponer estribos cerrados de confinamiento en longitudes no menores a dos veces el peralte del elemento, estos medidos desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, además se indica los diámetros mínimos de los estribos que dependerán del diámetro del acero longitudinal. El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no será menor que:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento de estribos cerrados no debe ser menor a $0.5d$. La separación tampoco será menor a la requerida por cortante

En el caso del diseño sísmico de columnas (21.4.5) la cuantía mínima de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%, donde, en caso se supere el 4% se darán detalles constructivos de la armadura en la unión viga – columna.

La disposición de estribos cerrados de confinamiento será similar al caso de las vigas, habrá un espaciamiento (S_o) y una longitud de confinamiento (L_o) medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento de estribos no será menor que:

- Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada de menor diámetro
- La mita de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 10 cm.

La longitud de confinamiento no será menor que el mayor valor de:

- La sexta parte del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 50 cm

Para el caso de columnas, fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento entre estribos debe cumplir con la cuantía mínima por cortante, de diseño y no será menor a 30 cm. En los nudos el refuerzo transversal se debe diseñar con el cortante derivado de la transmisión de momentos y no debe ser menor que 15 cm.

En 21.9 se dan las disposiciones para el diseño sísmico de los muros estructurales de muros de concreto armado. Estos elementos se diseñarán para sollicitaciones de fuerza cortante y flexocompresión.

La cuantía mínima para el acero distribuido vertical y horizontal se determinará de acuerdo a 11.10. Se exige además que, en caso la relación entre la altura del muro sobre su longitud sea menor a 2, el refuerzo vertical sea mayor que el horizontal. En ese tipo de muros las fisuras de tracción diagonal por corte son poco inclinadas y el refuerzo vertical restringe la formación de estas más que el refuerzo horizontal.

La fuerza cortante de diseño V_u tendrá que ajustarse a la capacidad en flexión del muro en las zonas donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura. Se utilizará la siguiente expresión para determinar la fuerza cortante de diseño por capacidad.

$$V_U \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

V_{ua} y M_{ua} serán la fuerza cortante y el momento amplificados procedentes del análisis estructural y M_n será el momento nominal resistente del muro asociado a la carga P_u . El cociente entre momentos no será mayor que el factor de reducción (R) utilizado para el análisis sísmico.

Se indica que en muros efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior, que son diseñados para tener una sección crítica flexocompresión, se deben colocar elementos de borde en las zonas de compresión y estos deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro sea superior a:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot (\delta_u/h_m)} \qquad \delta_u/h_m \geq 0.005$$

Donde:

- c: dimensión del eje neutro para la fuerza axial amplificada
- l_m: longitud del muro en el plano horizontal
- h_m: altura total del muro
- δ_u: desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño

En caso se requieran elementos confinados de borde, este debe extenderse desde la sección crítica a una distancia no menor que l_m y $\frac{M_u}{4V_u}$ como se observa en la figura 15.

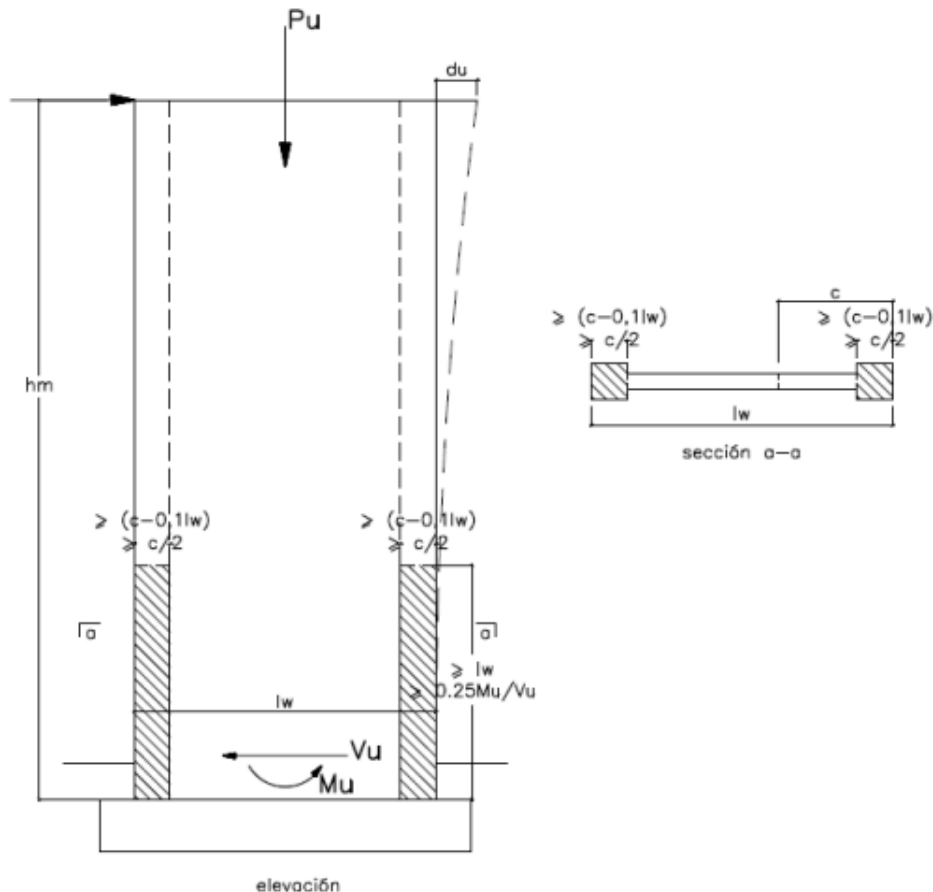


Figura 15. Distribución vertical del confinamiento en muros.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E060 de Concreto Armado. Capítulo 21. Fig. 21.9.7.4

3.5. Diseño en albañilería confinada

Cuando se analice la estructura existente, así como alguna propuesta de reforzamiento que implique el uso de un sistema de albañilería confinada, se tendrán que hacer algunas verificaciones en los muros, así como en las unidades de albañilería. Las disposiciones para la construcción y diseño de muros de albañilería confinada se pueden encontrar en la norma E.070 del reglamento Nacional de Edificaciones, que será el documento de referencia.

En el módulo existente se puede apreciar que el sistema sismorresistente en la dirección transversal está conformado por muros de albañilería confinada ($R=3$, según E.030 2016).

Las propiedades mecánicas de los muros de albañilería se podrán calcular a partir de las características de las unidades de albañilería (ladrillos). Donde, de manera empírica, a partir de la calidad del ladrillo y mortero se define la resistencia a compresión (f'_m) y a corte (v'_m).

Para el caso del módulo de aulas existente se asume que los ladrillos son de arcilla con denominación King Kong Artesanal con una resistencia a compresión de 35kg/cm^2 y una resistencia a corte de 5.1kg/cm^2 .

El módulo de elasticidad (E_m) y de corte (G_m) para unidades de arcilla se calcula con las siguientes expresiones:

- $E_m = 500f'_m = 17500 \text{ kg/cm}^2$
- $G_m = 0.4E_m = 7000 \text{ kg/cm}^2$

Los muros de albañilería deben tener un buen desempeño con cargas de gravedad (en servicio y amplificadas) así como con las cargas sísmicas. En el capítulo 7 (Norma E.070) se indican los requisitos de espesores mínimos, verificaciones por axial máximo, aplastamiento y densidad mínima de muros reforzados, que se tendrán que aplicar en la verificación del módulo existente.

Solo en esta norma se hace mención a dos tipos de sismo (severo y moderado) para el análisis y diseño. Las cargas sísmicas del sismo severo serán las obtenidas en el análisis sísmico con factor de reducción $R=3$; mientras que el moderado será con cargas equivalentes a la mitad del sismo severo.

Para cumplir con los requisitos de diseño sísmico se debe hacer algunas verificaciones adicionales en los muros. Se debe cumplir con un control de fisuración, resistencia al agrietamiento diagonal y verificación de la resistencia al corte del edificio. En el capítulo 8 (Norma E.070) se encuentran las expresiones para realizar esas verificaciones.

3.6. Reforzamiento estructural

En Perú existen bastantes edificaciones autoconstruidas que han sido construidas sin apoyo técnico de profesionales y con la aplicación de normas de diseño que tienen niveles de exigencia más bajos que las vigentes. Adicionalmente se presenta otro problema muy común en la mayoría de esas edificaciones, cambiar el uso de los ambientes o construir niveles adicionales debido a la necesidad de ampliación de ambientes. Estos problemas hacen que se incremente el nivel de vulnerabilidad sísmica en las edificaciones.

Para reducir la vulnerabilidad, se propone un tipo de intervención que mejore el comportamiento estructural de la edificación para las cargas a que actuarán en la edificación en la actualidad y en futuras ampliaciones. Dependiendo del problema, las intervenciones estructurales pueden ser una o varias de las siguientes, que se definen como:

Reparación: operación que implica la existencia de un daño previo en la edificación, que consiste en restablecer el comportamiento estructural a los niveles originales de un elemento o estructura. Los procedimientos para el diseño de los elementos de concreto armado a reparar se pueden encontrar en el ACI-562, que es la Norma para Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de concreto.

Reforzamiento: intervención que consiste en mejorar el comportamiento estructural por encima de los niveles para los que originalmente fue diseñada y construida la estructura. No es necesaria la existencia de daños previos.

Restauración: conseguir que la edificación vuelva a ser utilizable.

Sustitución: operación que consiste en demoler toda la edificación existente para una posterior ejecución nueva. Por lo general se aplica este procedimiento cuando el nivel de daño hace que las operaciones de reparación o refuerzo sean de costosa o difícil aplicación.

Luego de un sismo en muchas ocasiones se necesita la reparación de los elementos de concreto armado existentes, con el objetivo de restablecer los niveles de resistencia perdidos. Si fuese necesario aumentar la resistencia sísmica de un edificio dañado o no dañado por un sismo se deben reforzar los elementos estructurales existentes.

Es importante que se pueda conseguir una adecuada adherencia entre el concreto existente y el concreto nuevo para el caso de adición de nuevos elementos estructurales que interactúen con elementos existentes. Esta se puede obtener cincelandando la cubierta del concreto endurecido y dejando su superficie rugosa para utilizar pegamento epóxico, barras adicionales soldadas o ancladas (dowels).

Finalmente, en caso se genere un incremento en la rigidez de algunos elementos estructurales se debe considerar la redistribución de las fuerzas laterales de diseño entre los elementos estructurales resistentes.

Diagrama de flujo general del proceso de reforzamiento estructural

Se sugiere considerar las siguientes etapas del siguiente diagrama (figura 16) para un adecuado proceso de reforzamiento estructural a nivel de edificación que demandará carga sísmica.

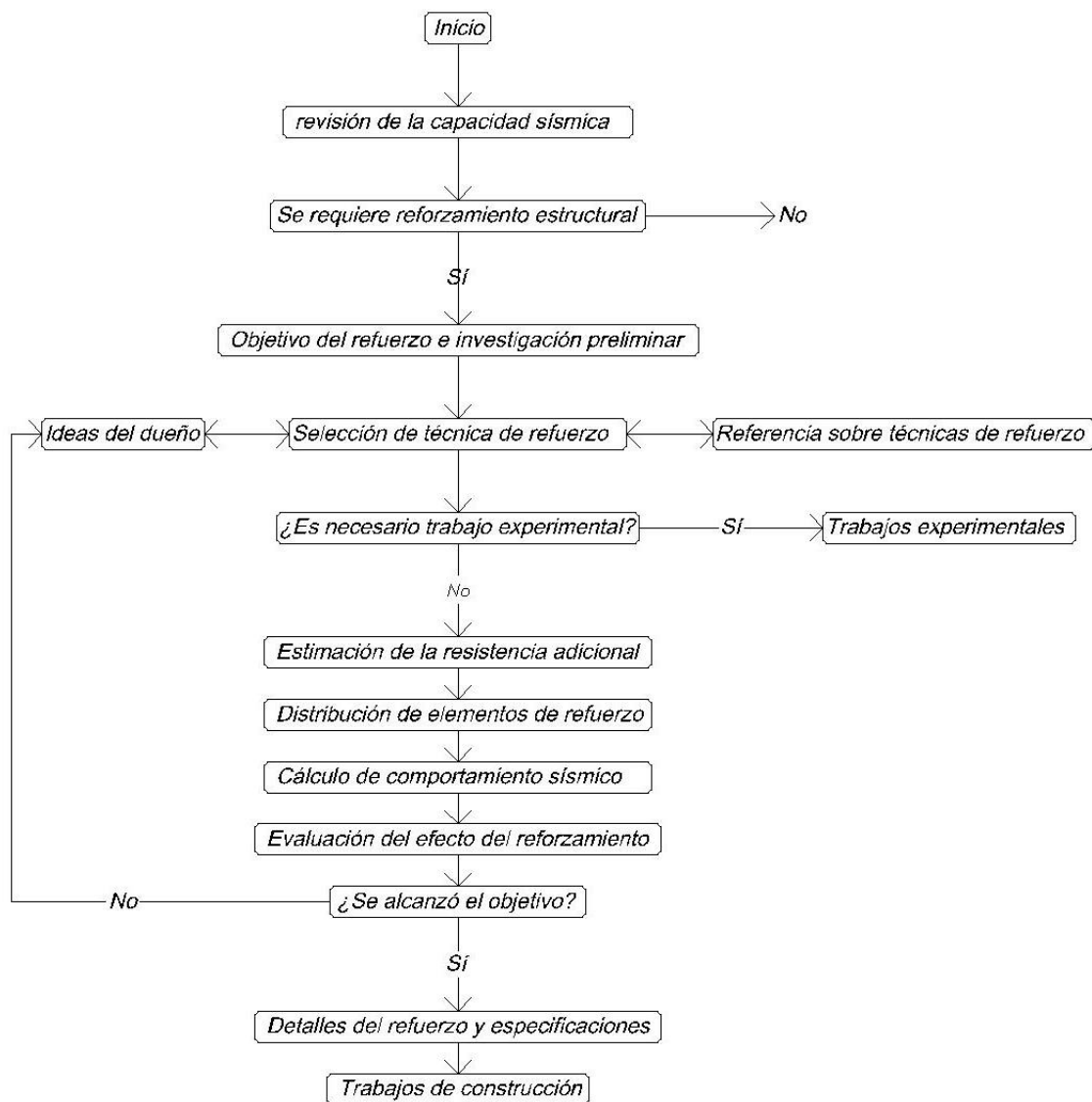


Figura 16. Diagrama de flujo general del proceso de reforzamiento estructural

Fuente: Reparación y reforzamiento de elementos estructurales existentes. Morales R. Pág. 47. Capítulo 3. Evaluación y reparación de estructuras. Capítulo Peruano ACI.

Intervenciones estructurales para reforzamiento

En estructuras existentes las intervenciones estructurales son necesarias con la finalidad de reducir la vulnerabilidad ante acciones permanentes o temporales que se puede estimar sobre ellas. En función al propósito que se busca, las intervenciones pueden ser dos tipos:

Intervención preventiva. Es aplicada en elementos estructurales que no presentan daños, pero que cuentan con vulnerabilidad ante acciones que puedan incidir en la estructura. En algunos casos se aplica esta intervención debido a la actualización de los códigos de diseño o ante la presencia de alguna deficiencia en el diseño original.

Intervención correctiva. Se aplica en elementos estructurales dañados que pueden comprometer las condiciones de funcionalidad o seguridad de la estructura con el objetivo de restaurar las características originales (resistencia, rigidez lateral, ductilidad, etc) o mejorarlas para tener un mejor comportamiento ante las cargas de demanda.

Métodos de reforzamiento estructural

Todo cambio de propiedades estructurales debe ser considerado cuando se modifica la capacidad de carga de la estructura. La aplicación del refuerzo estructural puede causar cambios en la rigidez lateral, incrementar la ductilidad o la combinación de ambos. Dependiendo del tipo de modificación se pueden clasificar los métodos de reforzamiento estructural.

Incremento de rigidez

- Adición de muros de corte
- Adición de muros de albañilería confinada
- Adición de contrafuertes o pórticos
- Adición de muros laterales a las columnas (alas de muro)
- Refuerzo de vigas
- Inclusión de arriostres metálicos

Incremento de ductilidad

- Adición de muros laterales a las columnas (alas de muro)
- Refuerzo de vigas
- Reforzamiento de la cimentación

Combinación de rigidez y ductilidad

- Adición de muros de corte
- Inclusión de arriostres metálicos
- Refuerzo de vigas

Reforzamiento de una edificación introduciendo nuevos elementos estructurales

La adición de nuevos elementos estructurales puede incrementar la capacidad sismorresistente de una estructura existente, ya que estos nuevos elementos pueden resistir un gran porcentaje o toda la fuerza sísmica, dejando así que los elementos existentes puedan resistir un porcentaje menor de la carga lateral.

Se puede modificar el comportamiento dinámico de una edificación al incrementar nuevos elementos estructurales, ya que se incrementaría la rigidez, y como consecuencia se incrementarían las cargas sísmicas de diseño de los elementos estructurales. Y también se produciría una redistribución de fuerzas laterales entre los elementos verticales resistentes.

Es importante crear las condiciones favorables para la incorporación de nuevos elementos, siempre que sea posible, como las siguientes:

- Distribuir de forma uniforme los nuevos elementos de reforzamiento para evitar la concentración de fuerzas sísmicas en elementos con baja resistencia o capacidad de ductilidad.
- Reducir la torsión en planta mediante una mejor distribución de elementos nuevos (muros).
- Proporcionar suficiente rigidez, resistencia y ductilidad en todos los elementos nuevos y en la estructura en conjunto.
- Proporcionar una adecuada resistencia entre las conexiones entre los elementos nuevos y la estructura existente.

Las edificaciones con irregularidades tanto en planta como altura son las que más daños severos han sufrido en sismos pasados. Por eso, es importante añadir nuevos elementos que puedan reducir las asimetrías tanto en planta como en altura.

Nuevos elementos

Entre los elementos usuales para incrementar la rigidez lateral de una edificación se tiene:

- Inclusión de muros de corte
- Relleno por muros de corte o tabiquería
- Inclusión de alas de muro
- Inclusión de arriostres metálicos

En caso la ampliación del módulo existente no cumpla con las condiciones mínimas para un comportamiento sísmico adecuado se optará por analizar distintas propuestas de adición de nuevos elementos y se hará una comparación entre estos para decidir el sistema de reforzamiento final.

3.7. Reforzamiento de elementos estructurales de concreto

3.7.1. Reforzamiento de losas

Las losas son elementos que no cuentan con solicitaciones de carga concentradas, por lo que su reforzamiento es más complicado en la etapa constructiva que en la de análisis estructural ya que no implica acumulaciones de esfuerzos que puedan hacer crítica la interacción entre la zona original y la reforzada.

A diferencia del refuerzo de otros elementos, en el reforzamiento de losas se presenta interacciones con otros elementos constructivos (instalaciones, tabiquerías, etc) generándose dificultades constructivas.

Reforzamiento por flexión

- Se puede incrementar la capacidad de flexión negativa mediante un incremento superior e introducción de armadura adicional (figura 17), que es efectivo en el caso de losas de tramos continuos.
- Otro sistema para mejorar la capacidad a flexión positiva y negativa consiste en la adición de laminas o planchas de acero mediante adhesivos epóxicos. Este sistema se aplica sobre la base y zona superior de las viguetas en sistemas aligerados. También se puede mejorar el comportamiento con la inclusión de bandas de fibra de carbono.

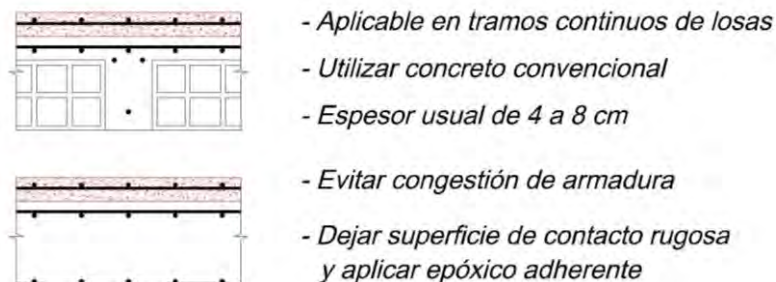


Figura 17. Detalle de refuerzo de losas mediante el incremento de espesor

Es importante considerar el incremento en el peso de los elementos cuando se realice el cálculo del refuerzo adicional para el reforzamiento.

Reforzamiento por cortante

El sistema de reforzamiento en losas aligeradas se puede dar mediante ensanches corridos o alternados, donde se apuntala la losa en las zonas cercanas a los apoyos y posteriormente se pican y retiran los bloques de ladrillos. Finalmente se deja la superficie limpia y rugosa para aplicar epoxico adherente y el vaciado del concreto.

En losas macizas la resistencia a cortante suele ser suficiente, solo en casos particulares como apoyos puntuales se puede reforzar por punzonamiento mediante la creación de capiteles.

3.7.2. Reforzamiento de vigas

El reforzamiento de vigas exige importantes concentraciones de esfuerzos en las zonas de contacto entre el concreto endurecido y el refuerzo. Por eso es importante interpretar los mecanismos de transferencia y realizar un cuidadoso análisis estructural.

En general es más sencillo incrementar la capacidad a flexión de momentos positivos en vigas, ya que un reforzamiento de capacidad a momentos negativos implicaría intervenciones invasivas en los apoyos (nudos de columnas o placas). Se pueden considerar los efectos de redistribución de momentos según lo especificado en la norma para incrementar el valor del momento positivo de diseño.

Es importante apuntalar temporalmente las vigas que serán reforzadas. Durante el proceso de reforzamiento (incremento de la sección transversal) se debe prestar bastante atención a la compactación del concreto nuevo, algo difícil de conseguir si el llenado no se realiza por la parte superior de la viga.

Se puede mejorar la capacidad a corte y flexión incrementando las dimensiones de la viga original mediante envolturas de concreto sobre uno, tres o cuatro lados de la viga. La superficie de concreto existente debe estar rugosa y limpia, para que, al combinarse con anclajes de estribos soldados, estos puedan proporcionar una buena conexión de cortante y flexión entre la envoltura y el elemento existente.

La envoltura en solo la cara inferior de las vigas se realiza solo cuando es necesario el incremento de la capacidad a flexión en la zona central. La conexión entre el refuerzo nuevo y el existente se da por medio de barras de conexión soldadas. Se debe eliminar el recubrimiento del concreto hasta encontrar el refuerzo longitudinal y estribos existentes. Utilizar estribos adicionales mejora la conexión entre la viga existente y el concreto de envoltura.

La envoltura por tres lados se ejecuta debajo de la cara inferior de la losa. El proceso recomendado para este tipo de envoltura es el concreto lanzado a presión (shotcrete). El refuerzo longitudinal adicional es conectado al existente mediante barras de conexión soldadas en diagonal. Los estribos abiertos pueden pasar por perforaciones en la losa y anclarse en la parte superior.

La envoltura de cuatro lados garantiza un aumento considerable de la capacidad a flexión y cortante debido al incremento del refuerzo de la dimensión de la sección. El refuerzo longitudinal adicional debe ser conectado al existente por medio de barras de conexión soldadas en diagonal. Los estribos pasan a través de las perforaciones de la losa y pueden cubrir toda la viga. Las perforaciones en la losa y viga pueden utilizarse para colocar el concreto en todo el nuevo elemento.

Otro sistema menos invasivo para mejorar la capacidad a flexión positiva es mediante la adición de bandas de acero con adhesivos epóxicos, o bandas de materiales compuestos de fibra de carbono.

3.7.3. Reforzamiento de columnas

El objetivo del reforzamiento de esos elementos es mejorar la resistencia sísmica de una edificación aumentando la capacidad sismorresistente de las columnas. Este refuerzo se puede realizar envolviendo al elemento existente dentro de una sección con mayor resistencia, que puede ser enfundado de concreto armado o materiales compuestos.

Al envolver la sección completa de la columna original se puede incrementar la acción del confinamiento, mejorando así la resistencia y ductilidad. El incremento de resistencia implica un aumento en la capacidad resistente de la edificación y al incrementar la ductilidad como consecuencia del confinamiento, el concreto original puede alcanzar mayores deformaciones manteniendo sensiblemente su carga axial.

Un sistema de refuerzo consiste en incrementar la sección transversal creando una funda del mismo material. Se recomienda que el espesor mínimo de la capa de concreto adicional debe ser aproximadamente 10 cm. En caso se usen aditivos súper plastificantes y con agregados de tamaño reducido, el espesor puede ser de 6 cm.

Se eliminar todo el recubrimiento de la columna, y el incremento de refuerzo de acero debe armarse de forma longitudinal y transversal, dando bastante prioridad al confinamiento con mallas de alambres o estribos soldados que puedan interactuar con la zona endurecida. Se debe garantizar que el acero vertical pueda anclar en la cimentación y en los nudos de los elementos verticales con las vigas. Además, previo al vaciado del nuevo concreto es importante añadir una capa de epóxico que permita una adecuada unión entre el concreto fresco y el endurecido.

Otro método de reforzamiento es mediante la colocación de confinamiento con materiales compuestos de fibra de carbono. La ventaja de este procedimiento es la facilidad constructiva, ya que el proceso consiste en envolver completamente la columna original con un tejido de fibra de carbono, de modo que la dirección predominante de las fibras se encuentre en el plano perpendicular al eje de las columnas.

3.8. Reforzamiento a flexión con polímeros reforzados con fibra (FRP)

El uso de materiales compuestos hechos de fibra en una resina polimérica, conocidos como polímeros reforzados con fibra (FRP), es una alternativa para el reforzamiento y reparación de elementos estructurales. Las especificaciones para el diseño y aplicación de estos elementos se pueden encontrar en el documento “Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures” del comité ACI 440.

Materiales

Los polímeros reforzados con fibra (FRP) son un material que está compuesto de fibras, una matriz (elemento protector de las fibras) y adhesivos, que en su conjunto crean un compuesto laminado que puede aplicarse para proteger y reforzar una superficie de concreto armado y otros (también elementos de acero). La ventaja del uso de este sistema de reforzamiento es que los materiales empleados son muy livianos, no son corrosivos y tienen un alto grado de resistencia a tracción.

Las fibras son los elementos que brindan propiedades estructurales al compuesto (FRP) ya que tienen mayor rigidez y resistencia que la matriz. Existen tres tipos de fibra utilizadas para el reforzamiento estructural: la fibra de carbono (CFRP), de áramida (AFRP) y de vidrio (GRFP). En la tabla 6 se muestran los tipos de fibra con sus respectivas propiedades mecánicas.

Tabla 6
Propiedades mecánicas fibras (FRP)

Material	Modulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a tensión (MPa)	Deformación unitaria última (%)
Carbono			
Alta resistencia	215 – 235	3500 – 4800	1.4 – 2.0
Alto módulo	350 – 500	2500 – 3100	0.5 – 0.9
Vidrio			
Variedad E	70	1900 – 3000	3.0 – 4.5
Variedad S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5
Aramida			
Bajo módulo	70 – 80	3500 – 4100	4.3 – 5.0
Alto módulo	115 – 130	3500 – 4000	2.5 – 3.5

Las fibras de carbono (CFRP) son las más utilizadas para el reforzamiento ya que presentan mejores propiedades mecánicas respecto a las otras. Se pueden clasificar en grados de alta resistencia o alto módulo, donde las de alta resistencia alcanzan mayores valores de deformaciones unitarias y resistencia a tracción; las de alto módulo cuentan con un módulo de elasticidad mayor, pero son más frágiles.

Las fibras de áramida (ARFP) tienen un buen comportamiento ante cargas cíclicas y un valor alto de dureza. Se caracterizan por poseer una estructura anisotrópica (mayor elasticidad y resistencia en la dirección longitudinal). Su comportamiento bajo cargas de tracción es lineal, mientras que bajo cargas de compresión es no lineal.

Las fibras de vidrio (GFRP) tienen como ventaja su bajo costo, pero son menos resistentes que las otras fibras; y entre sus variedades (E y S) se diferencian por su resistencia al álcali.

En la figura 18 se muestran los diagramas esfuerzo normal – deformaciones unitarias para los distintos tipos de fibra y el acero de refuerzo utilizado en concreto armado. Se puede apreciar que las fibras no tienen ductilidad, ya que carecen de un comportamiento plástico (fluencia) antes de la ruptura, a pesar de tener mayores niveles de resistencia que el acero estructural.

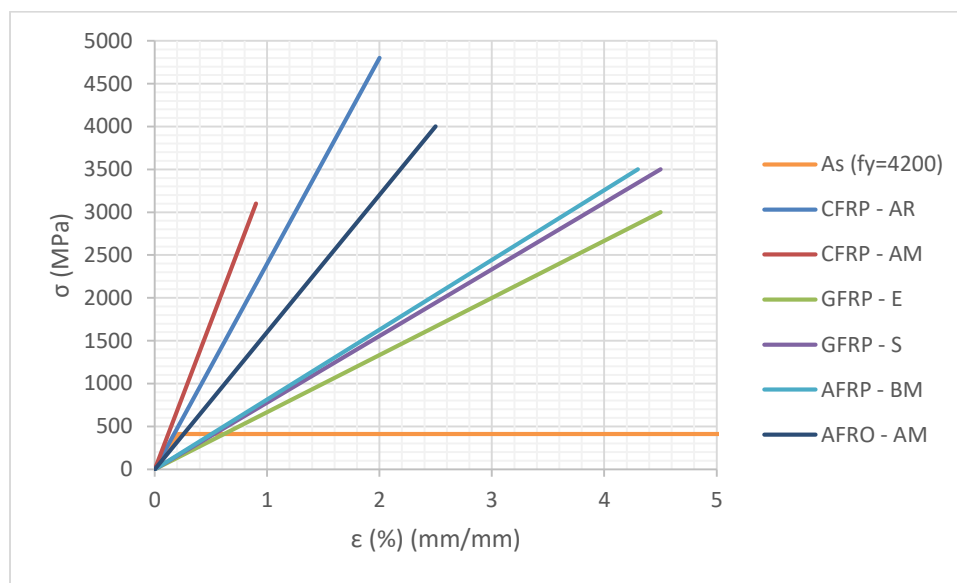


Figura 18. Diagrama esfuerzo – deformación unitaria fibras. Fuente: Propia.

Recomendaciones de diseño

En el diseño de las secciones de concreto armado reforzadas con sistemas FRP se debe considerar los principios del comportamiento mecánico de ambos materiales. El diseño se hará por resistencia con factores de amplificación de cargas y factores de reducción de resistencias nominales.

Se mantienen las hipótesis de compatibilidad de deformaciones, leyes constitutivas y equilibrio para el cálculo de las resistencias de las secciones compuestas. No se podrá considerar esfuerzos de compresión en las fibras para el cálculo de resistencias, aunque es aceptable que estos elementos puedan experimentar compresiones debido a inversión de momentos o cambios en los patrones de carga.

Propiedades mecánicas de diseño

Las condiciones ambientales a las que están expuestos los materiales FRP pueden degradar directamente sus propiedades mecánicas. Por eso, los valores de las propiedades, reportados en los catálogos de las fibras, como deformaciones unitarias (ϵ^*_{fu}) y esfuerzos a tracción últimos (f^*_{fu}) no se considerarán para la etapa de diseño. Esos valores serán reducidos dependiendo de las condiciones ambientales a las que estén expuestos los materiales FRP.

Las propiedades mecánicas para el diseño serán el producto de los valores reportados en los catálogos multiplicados por un factor de reducción al medio ambiente (C_E), que dependerá de las condiciones de exposición y del material. En el caso de fibras de carbono (CFRP) el factor de reducción para exposición interior será 0.95 y para exposición exterior o ambientes agresivos será 0.85.

Refuerzo por flexión

El reforzamiento por flexión en elementos de concreto armado se da mediante el encolado de fibras, en la dirección longitudinal, sobre la superficie donde se producen tracciones debido a flexión. Este tipo de reforzamiento puede incrementar la resistencia nominal a flexión en un rango del 10 al 160%, mejorando las condiciones de servicio e incrementando su ductilidad.

Se recomienda aplicar este tipo de reforzamiento en casos de incrementos cargas de gravedad. Para el caso de cargas sísmicas se tendrá que hacer análisis más detallado sobre el efecto de la inversión de las cargas cíclicas en los elementos FRP.

Resistencia nominal

El valor de la resistencia de diseño (ΦM_n) estará formado por el aporte de las resistencias de la sección de concreto armado y de las fibras por separado. Por eso se considerarán dos factores de reducción de resistencia, (Φ) asociado al concreto armado, proporcionado por la norma E.060 y (ψ_f) para la contribución de las fibras reforzadas, se recomienda que ese valor sea 0.85.

El factor de reducción ψ_f es usado con la finalidad de mejorar la confiabilidad de la resistencia y considera los diferentes niveles de modos de falla observados en los sistemas con reforzamiento FRP.

La resistencia a flexión de una sección depende del control de los posibles modos de falla, para secciones reforzadas con FRP se deben considerar los siguientes:

- Trituración en el concreto antes del inicio de la fluencia en el refuerzo de acero.
- Fluencia en el acero seguida por la ruptura de las láminas de fibra reforzada.
- Fluencia en el acero seguida por la trituración del concreto.
- Delaminación, rotura del laminado compuesto, por corte o flexión de la cobertura de fibra reforzada
- Desprendimiento o despegado de la cobertura conformada por las láminas de refuerzo.

Se asume que la falla en el concreto ocurre cuando las deformaciones unitarias en compresión alcanzan su máximo valor ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$). La ruptura en las fibras de reforzamiento ocurre cuando se alcanzan las deformaciones unitarias de diseño en tracción ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$) antes que en el concreto se produzca la máxima deformación unitaria.

En la figura 19 se puede mostrar el tipo de fallas por delaminación o desprendimiento de la capa de fibra reforzada ante fuerzas de flexión.

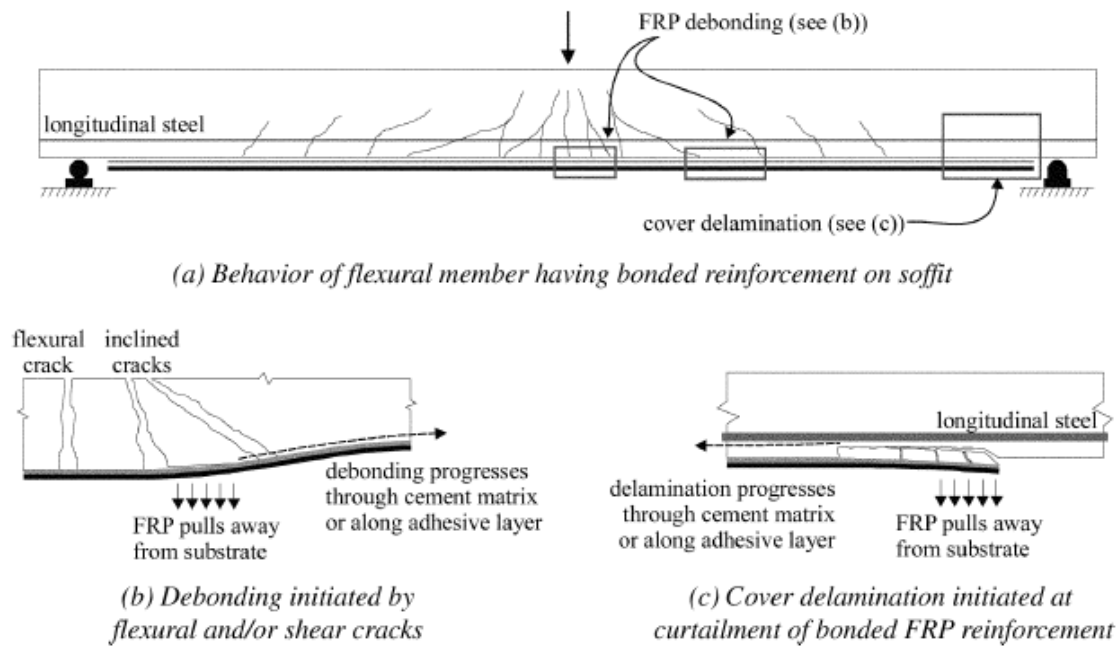


Figura 19. Fallas por despegado y delaminación de fibras de refuerzo.

Fuente: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-08. Pág 25. Fig. 10.1.

Independientemente de donde se genere la falla, el diseño se debe realizar controlando la falla de desprendimiento. Para prevenir ese tipo de falla, la deformación unitaria efectiva en la fibra de refuerzo, debe estar limitada a un nivel (ϵ_{fd}) definido con la siguiente expresión:

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

Donde n es el número de capas, E_f el módulo de elasticidad y t_f el espesor de las fibras, en unidades del SI.

A menos que todas las cargas del elemento, incluido el peso propio hayan sido removidas antes de la instalación del refuerzo de fibra, habrá deformaciones unitarias en la zona de instalación. Se tendrán que considerar esas deformaciones iniciales y no serán excluidas de las deformaciones unitarias de diseño.

Las deformaciones unitarias iniciales (ϵ_{bi}) en la cara del refuerzo se podrán calcular a partir de un análisis elástico en el elemento a reforzar considerando sólo cargas en estado de servicio durante la instalación. Ese análisis se hará con las propiedades de sección agrietada del elemento.

Es importante determinar los niveles de deformaciones unitarias en el reforzamiento en los estados límite de diseño. Como los materiales FRP son lineales y elásticos hasta antes de la rotura, habrá una relación directa entre las deformaciones unitarias y el esfuerzo axial desarrollado en la fibra.

La máxima deformación unitaria en la fibra puede ser alcanzada cuando en el concreto se produce la trituración, cuando hay ruptura en la fibra o en el momento del desprendimiento. La deformación unitaria efectiva (ϵ_{fe}) en el reforzamiento se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$$

Donde d_f es la distancia al eje de la fibra y c la longitud del eje neutro.

Finalmente, controlando las deformaciones máximas en el refuerzo y considerando las hipótesis básicas de compatibilidad de deformaciones, leyes constitutivas y equilibrio en la sección se podrá determinar el valor del momento nominal de la sección reforzada (figura 20).

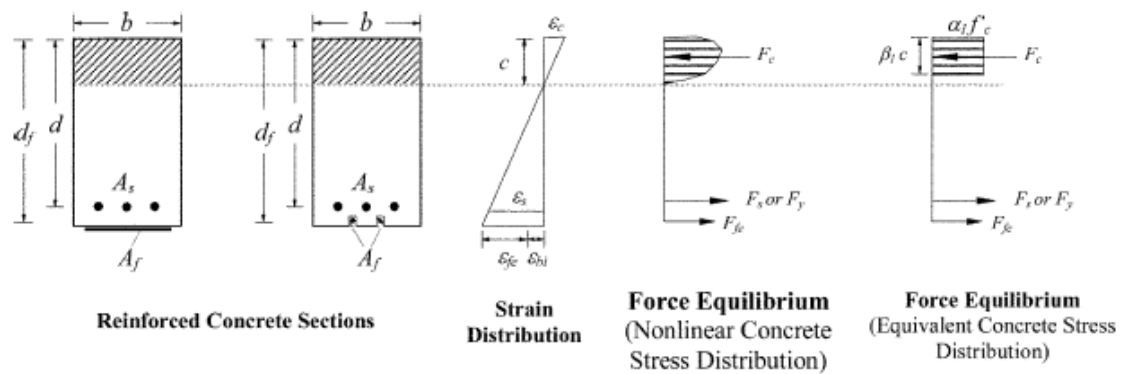


Figura 20. Deformaciones unitarias y esfuerzos en una sección reforzada con fibra.

Fuente: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-08. Pág 28. Fig. 10.5.

Debido a que el control de deformaciones unitarias no se da en la zona de compresiones en el concreto (ϵ_{cu}) no se podrá trabajar con bloque equivalente de compresiones que sugiere la norma E.030, es muy probable que los esfuerzos en el concreto estén por debajo de f'_c . El modelo constitutivo que se considerará para el comportamiento del concreto será en del Kent y Park.

Finalmente controlando los desplazamientos y con el equilibrio de fuerzas se podrá calcular el momento nominal de la sección reforzada que será equivalente al aporte del concreto en compresión, y del acero y fibras en tracción, ese valor tendrá que ser mayor que el momento último con las nuevas cargas.

4. ANÁLISIS, DISEÑO Y REFORZAMIENTO DE MÓDULO EXISTENTE

4.1. Análisis sísmico

Para todas las edificaciones de este capítulo se realizará el análisis sísmico estático y dinámico para definir el valor de la carga sísmica de diseño, de acuerdo a lo mencionado en el marco teórico. Se considerarán los factores de la tabla 7.

Tabla 7
Factores asumidos para análisis sísmico

Z	0.45
U	1.5
S	1.05
R _{ox}	3
R _{oy}	8

4.1.1. Análisis sísmico estructura existente sin ampliación

Se evaluará el módulo existente respetando los lineamientos de la normativa vigente. Primero se hará el análisis sísmico con los factores de la norma E030 del 2016 y posteriormente se harán verificaciones en los muros de albañilería.

Se genera un modelo tridimensional en el programa ETABS respetando los materiales (figura 21), la estructuración original y lo indicado en el marco teórico para este proceso. El sistema sismorresistente en la dirección transversal estará formado por muros de albañilería (R=3) y en la dirección longitudinal por pórticos (R=8). Es importante mencionar que los pórticos de esta edificación no cumplen con el detallado de refuerzo exigido por el capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado (E.060), pero se selecciona ese valor de factor de reducción con fines de análisis.

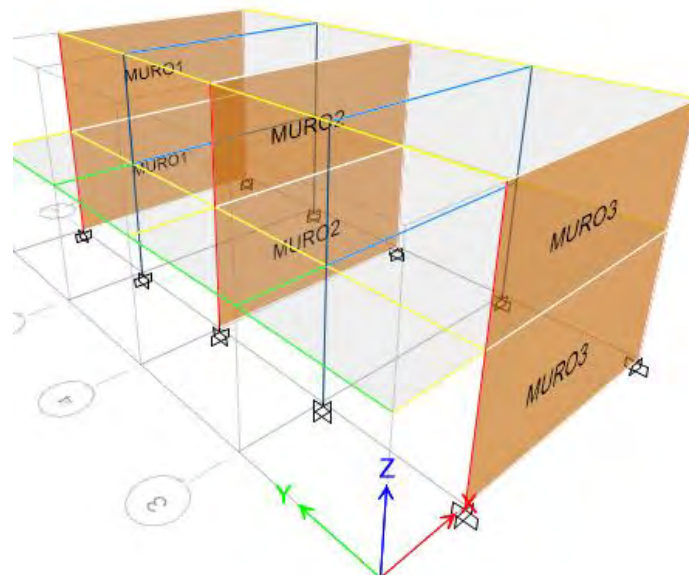


Figura 21. Modelo 3D – módulo existente

Para las propiedades mecánicas de la albañilería se usaron los valores definidos en el marco teórico para muros con unidades de arcilla tipo King Kong industrial (figura 22).

The image shows a software interface with two sections: 'Material Weight and Mass' and 'Mechanical Property Data'. In the first section, 'Specify Weight Density' is selected with a radio button, and the 'Weight per Unit Volume' is set to 0.0018 kgf/cm³, while 'Specify Mass Density' is unselected and 'Mass per Unit Volume' is set to 0 kgf-s²/cm⁴. The second section, 'Mechanical Property Data', includes: 'Modulus of Elasticity, E' at 17500 kgf/cm², 'Poisson's Ratio, U' at 0.25, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' at 0.0000099 1/C, and 'Shear Modulus, G' at 7000 kgf/cm².

Figura 22. Propiedades mecánicas para albañilería

En la norma E030 vigente se indica que los valores de R para el análisis dependerán de los factores de irregularidad en planta y en altura. Se puede observar que no se presentan discontinuidades de área, resistencia ni rigidez en altura por lo que se asumirá que el factor de irregularidad la es 1.0.

La única irregularidad que se podría presentar en planta es la asociada a torsión. Se define una estructura como irregular en planta cuando el cociente de la deriva máxima sobre la del centro de masa es superior a 1.2 y a la vez la deriva máxima es superior al 50% de la máxima indicada por la norma. En las tablas 8 y 9 se presenta la verificación de irregularidad torsional para el análisis en cada dirección.

Tabla 8 Verificación irregularidad torsional en X – edificio existente

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Ux	Deriva Máxima Ux	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Ux (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 2	DX	0.0023	7.1	0.188	0.26	5.00	NO	1.383	REG
PISO 1	DX	0.0016	3.75	0.432	0.5	5.00	NO	1.157	REG

Tabla 9 Verificación irregularidad torsional dirección longitudinal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Uy	Deriva Máxima Uy	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Uy (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 2	DY	0.13	7.10	15.3	17.4	7.00	SI	1.13	REG
PISO 1	DY	0.08	3.75	20.2	20.2	7.00	SI	1.00	REG

Es importante mencionar que en el análisis se crearon casos de carga para el cálculo de desplazamientos, (DX y DY), donde se multiplicó por 0.75R el valor de las fuerzas sísmicas en cada dirección. Se toma en cuenta esta consideración para todos los análisis de control de desplazamientos en este documento.

Se puede concluir que la estructura es regular en planta, pero en la dirección longitudinal no cumple con los requisitos de rigidez ya que la deriva máxima (20.206‰) es muy superior a la máxima permitida (7.0‰).

Para definir las cargas de diseño se debe cumplir con lo indicado en el artículo 4.6.4, que indica que la fuerza cortante del análisis dinámico no tiene que ser menor al 80% de la proveniente del análisis estático. Si se presentase lo contrario por ningún motivo se podrá reducir el valor de la carga del análisis dinámico. En la tabla 10 se muestran los factores para al cálculo de la fuerza sísmica de diseño.

Tabla 10
Resumen carga de diseño sísmico – estructura existente

	Periodo	% Masa	C	V estática	V dinámica	80% Vest	f
Txx	0.079	95.25	2.5	157	150	125.468	1.00
Tyy	0.560	92.37	2.5	59	55	47.051	1.00

Cuando ya se tienen definidas las cargas para el diseño se procede a hacer las verificaciones por cargas de gravedad y sísmicas para los muros de albañilería.

Verificación de densidad mínima de muros de albañilería

La densidad mínima de muros portantes en cada dirección se verificará con la siguiente expresión (artículo 7.1.2.b Norma E.070):

$$\frac{\text{Área de corte de muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Los valores de “Z”, “U” y “S” son los considerados por la norma E030; mientras que “N” es el número de pisos del edificio, “L” la longitud total de los muros en la dirección de análisis y “t” el espesor efectivo de los muros.

Se verificará solo para la dirección transversal ya que no se considerarán muros en la longitudinal

$$\frac{6 \times 7.9 \times 0.23}{305.5} \geq \frac{0.45 \cdot 1.5 \cdot 1.05 \cdot 2}{56}$$

$$0.0357 \geq 0.0253 \quad (OK)$$

Se cumple con la densidad mínima de muros.

Para las siguientes verificaciones se dará una nomenclatura a cada muro, como se puede observar en la figura 21.

Esfuerzo axial máximo

El esfuerzo axial máxima en condiciones de servicio (P_m), considerando el 100% de la carga viva debe ser inferior a (artículo 7.1.1.b Norma E.070):

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 \cdot f'_m$$

$$\sigma_m \leq 35 \left[1 - \left(\frac{335}{35 \cdot 23} \right)^2 \right] \leq 0.15 \cdot 35 \quad (kg/cm^2)$$

$$\sigma_m \leq 5.25 \leq 28.93$$

Luego de aplicar esas expresiones con los valores de la edificación se concluye que el esfuerzo axial máximo no debe ser superior a 5.25Kg/cm². En la tabla 11 se muestran los valores para la verificación por esfuerzos axiales en cada muro.

Tabla 11
Verificación esfuerzo axial máximo – módulo existente

Muro	P_m (kg)	σ_m (kg/cm ²)	
Muro 1	32120	1.76	Cumple
Muro 2	49950	2.75	Cumple
Muro 3	32120	1.76	Cumple

Resistencia al agrietamiento diagonal y control de fisuración

La resistencia al corte (V_m) para los muros de albañilería fabricados de arcilla se hallará en cada entrespaño con la siguiente expresión (artículo 8.5.2 Norma E.070):

$$V_m = 0.5 \cdot v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g \quad \frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

Donde P_g es la carga axial en servicio con reducción de carga viva, α es el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, V_e y M_e son la fuerza cortante y momentos flectores obtenidos del análisis para “sismo moderado”.

Además se tiene que verificar que los muros no tengan fisuras ante “sismos moderados” considerados como frecuentes. La verificación consiste en que V_e sea menor al 55% de V_m .

En la tabla 12 se hace la presenta la verificación para el control de fisuración de todos los muros de la edificación:

Tabla 12
Control de fisuración en muros – modulo existente

		V_e (kg)	M_e (kg.m)	P_g (kg)	α	V_m (kg)	$0.55V_m$ (Kg)	$V_e < 0.55V_m$
PISO 2	Muro 1	9910	33225	14122	1.00	49582	27270	SI
	Muro 2	12700	42490	21098	1.00	51186	28152	SI
	Muro 3	9980	33445	14122	1.00	49582	27270	SI
PISO 1	Muro 1	21985	115565	29407	1.00	53097	29203	SI
	Muro 2	27400	144815	44523	1.00	56574	31116	SI
	Muro 3	22235	116720	29407	1.00	53097	29203	SI

Se puede verificar que no se presentarían fisuras en los muros para un sismo moderado.

Verificación de la resistencia al corte del edificio

Finalmente en cada entrepiso se debe cumplir que la resistencia al corte proporcionada por todos los muros sea mayor que la fuerza cortante generada por el “sismo severo”. Para el cálculo de resistencia al corte se incluye solo el aporte de los muros confinados y el aporte de las columnas de concreto armado, sin considerar la contribución del acero horizontal. En la tabla 13 se muestra la verificación de resistencia al corte en los muros del módulo existente.

Tabla 13
Verificación resistencia al corte del edificio – módulo existente

Nivel	V_E (Ton)	ΣV_m (Ton)	$\Sigma V_m \geq V_E$
Piso 2	65	151	SI
Piso 1	150	162	SI

Se puede observar que no se cumple con esa última verificación. Al incrementar un nivel adicional a la edificación se incrementarían considerablemente las cargas laterales de diseño y no se cumpliría con las verificaciones exigidas por la Norma de Albañilería.

En conclusión, el reforzamiento en la dirección transversal consistirá en aislar a la estructura existente de los muros de albañilería ya construidos en los dos primeros niveles y utilizarlos como encofrado para la construcción de dos placas de concreto armado adyacentes de 15 cm en cada extremo de la edificación, que trabajarán con un mayor porcentaje de carga sísmica que el muros de albañilería confinada del eje central.

En el muro central (albañilería confinada) se verificará que si las fuerzas sísmicas son menores que en el análisis realizado en este capítulo no será necesario realizar el resto de verificaciones; además sobre ese muro, en el tercer nivel se construirá un muro adecuadamente aislado de las columnas que solo transmitirá carga axial.

Finalmente se observó un grave problema de rigidez lateral en la dirección longitudinal ya que se pudo observar que no se cumple con los controles de desplazamientos exigidos por la Norma de Diseño Sismorresistente, por eso se plantearán distintas alternativas de reforzamiento estructural que permitan cumplir con las exigencias requeridas.

4.1.2. Planteamiento de reforzamiento en la dirección longitudinal

A continuación se presentarán distintas propuestas de reforzamiento para la ampliación de un nivel del módulo existente. Se hará el análisis sísmico para cada edificación y las verificaciones necesarias como se indicó en el marco teórico.

El diseño estructural de los elementos de concreto armado que necesiten reforzamiento se hará sobre la que presente mejor desempeño sísmico y permita el buen funcionamiento a nivel de arquitectura.

4.1.2.1. Primera alternativa de reforzamiento

El planteamiento para el reforzamiento en la dirección longitudinal será mediante la inclusión de aletas de concreto armado en las columnas en los dos primeros niveles, de 25 cm de ancho y 90 cm de largo, en ambos lados de las columnas de los ejes intermedios de las aulas. En el plano de estructuras se considerarán como placa PL - 2, estos elementos tendrán continuidad en el tercer nivel.

Con esta propuesta se incrementará la rigidez lateral y mejorará el comportamiento del edificio ante cargas laterales en esa dirección; además se plantea la eliminación de las vigas existentes en el eje longitudinal para colocar nuevas vigas que cumplan con las condiciones del capítulo 21 de la norma E.060 ya que al estar unidas a los nuevos muros de concreto armado trabajarán bajo carga sísmica.

Los cambios a nivel de arquitectura son pocos ya que se reduce la longitud de las ventanas de todas las aulas; además se tendrán que eliminar todos los tabiques para que al construirlos se encuentren aislados de los elementos verticales.

La inclusión de las aletas debe garantizar una adecuada adherencia tanto a la cimentación como a las columnas, por lo que será necesario colocar elementos que permitan ese comportamiento (dowels). Se tendrá que incrementar las dimensiones de las cimentaciones de las columnas existentes que serán reforzadas, ya que al colocar estas aletas la cimentación recibirá momentos sísmicos y excentricidades muy superiores a las que se consideró en su momento.

En caso esta sea la propuesta de reforzamiento elegida se presentará el diseño y en los planos de estructuras los detalles para su adecuada construcción.

En las figuras 23 y 24 se muestran la planta estructural y elevación para esta propuesta de reforzamiento.

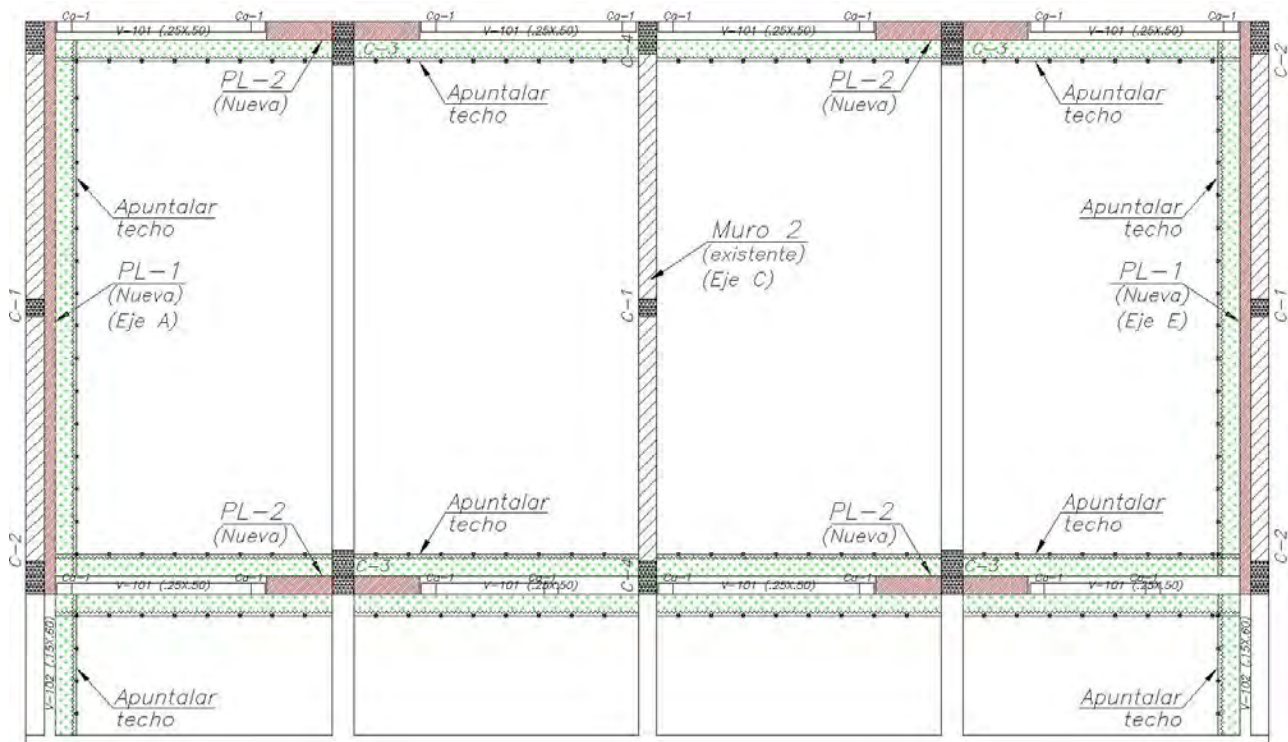


Figura 23. Planta de estructuras – primera alternativa

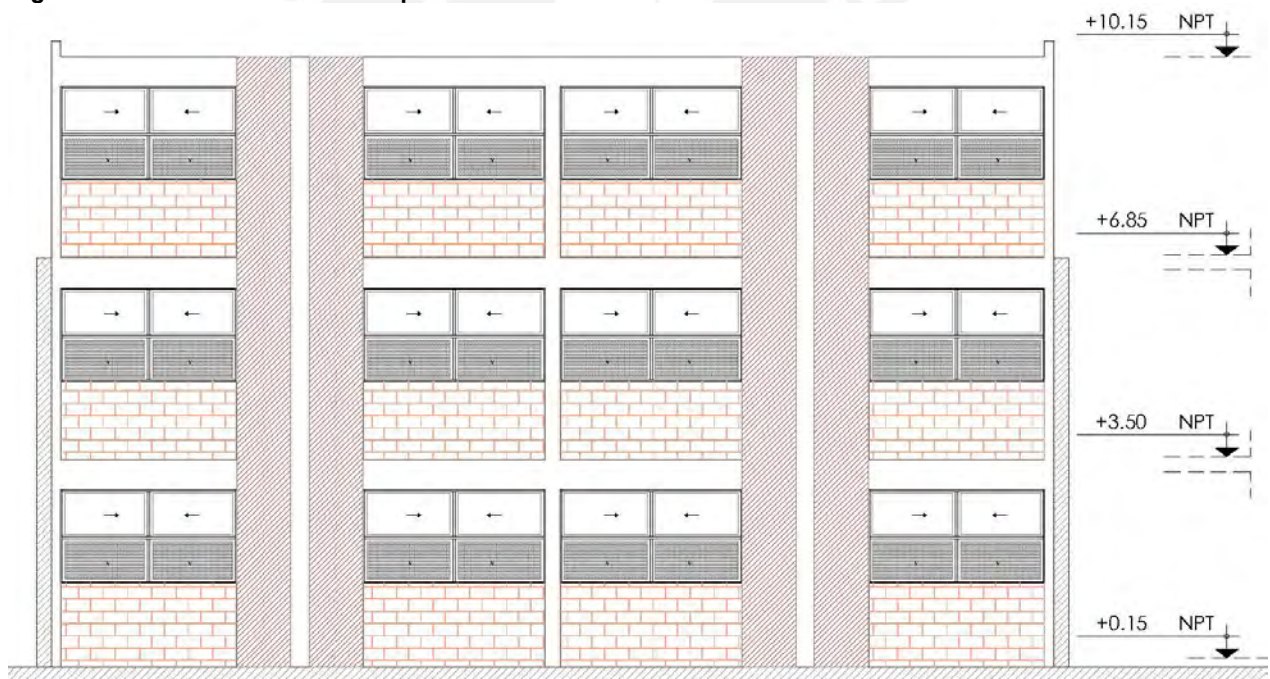


Figura 24. Elevación fachada posterior - primera alternativa

Respetando la estructuración planteada se crea un modelo en el programa ETABS para realizar el análisis sísmico considerando los parámetros indicados al principio de este capítulo.

Verificación de irregularidad torsional y control de desplazamientos laterales

Se debe verificar que no se tienen irregularidades, que se cumple con el control de desplazamientos y finalmente calcular el factor de amplificación para la carga del análisis dinámico (tablas 14, 15 y 16).

Tabla 14
Verificación irregularidad torsional en dirección transversal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Ux	Deriva Máxima Ux	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Ux (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DX	0.005	10.45	0.63	1.02	7.00	NO	1.64	REG
PISO 2	DX	0.003	7.10	0.57	0.61	7.00	NO	1.06	REG
PISO 1	DX	0.001	3.75	0.37	0.46	7.00	NO	1.27	REG

Tabla 15
Verificación irregularidad torsional en dirección longitudinal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Uy	Deriva Máxima Uy	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Uy (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DY	0.036	10.45	4.41	4.52	7.00	SI	1.02	REG
PISO 2	DY	0.021	7.10	4.13	4.24	7.00	SI	1.03	REG
PISO 1	DY	0.008	3.75	1.99	2.05	7.00	SI	1.03	REG

Con esta propuesta de reforzamiento, el edificio no presenta irregularidades por torsión en planta y cumple con los requisitos del control de desplazamientos laterales

Tabla 16
Resumen carga de diseño sísmico – primera alternativa

	Periodo	% Masa	C	V estática	V dinámica	80% Vest	f
Txx	0.113	76.79	2.50	136.55	108.19	109.20	1.01
Tyy	0.311	74.51	2.50	136.55	106.63	109.20	1.02

Según la estructuración planteada en el eje C se mantiene el muro de albañilería confinada, que al no ser demolido, se consideró en el análisis sísmico. Las propiedades de esfuerzo axial máximo y resistencia al corte (V_m) deberían ser similares ya que se mantienen las solicitudes de cargas de gravedad y no se modifica el tipo de unidad de albañilería.

Tabla 17
Porcentaje de cortante basal en muros

Muro	Vx (Ton)	%Vbasal (Ton)
PL-1 (Eje A)	42.81	40.00
Muro 2 (Eje C)	21.84	20.00
PL-1 (Eje E)	42.51	40.00

Se puede observar en la tabla 17 que la sumatoria de fuerzas cortantes en las placas es superior al 70% de fuerza cortante en la base de la edificación, de esta manera se cumple con la condición del sistema de muros estructurales. Finalmente la fuerza cortante que recibe el muro de albañilería es muy inferior al 55% de V_m .

4.1.2.2. Segunda alternativa de reforzamiento

Los muros de albañilería confinada se caracterizan por tener un orden en el proceso constructivo, donde primero se levanta el muro y posteriormente se vacía el concreto en las columnas de confinamiento que generan una conexión que otorga al muro mayor capacidad de deformación lateral.

Cuando el proceso constructivo se da al revés, donde primero se construye el pórtico de concreto armado y finalmente se levanta el muro (tabique de albañilería) que no es aislado, se tiene un comportamiento distinto tanto para cargas de gravedad como para sísmicas, ya que el muro confinado puede trasportar y transmitir cargas verticales, algo que no pasa en los tabiques.

El proceso constructivo en los muros confinados hace que se pueda desarrollar una gran adherencia en las zonas de interfase con los elementos de concreto armado como un sistema integrado, permitiendo un trabajo conjunto. Caso contrario con el sistema pórtico – tabiques ya que la zona de interacción entre la albañilería y el concreto es débil, debido a que el tabique solo puede deformarse por fuerza cortante y el pórtico tiene mayor capacidad a deformaciones por flexión.

Esa interacción produce un incremento considerable en la rigidez lateral del pórtico de concreto armado y a la vez conduce a un aumento en las fuerzas sísmicas ya que se reduce el periodo natural de vibración.

Los tabiques pueden comportarse adecuadamente ante los terremotos severos, sólo si ellos se integran al pórtico y si se les refuerza como hicieron Klinger y Bertero (“Infilled Frames in Earthquake – Resistant Construction”, Report EERC 76-32), empleando bloques de concreto vibrado rellenos de concreto fluido vaciado a través de conductos dejados especialmente en las vigas, donde anclaba el refuerzo vertical; con cuantías de refuerzo horizontal y vertical muy elevadas (0.62%) y donde el refuerzo horizontal estaba soldado a chicotes dejados en las columnas. Bajo estas condiciones se obtuvo un comportamiento del sistema pórtico – tabique bastante dúctil y con elevada resistencia. En caso contrario, es preferible que los tabiques se comporten elásticamente. (San Bartolomé, 1994, pág. 81)

Para el análisis el comportamiento del tabique será como el de un puntal en diagonal de albañilería (figura 25), que trabajará solo en compresión.

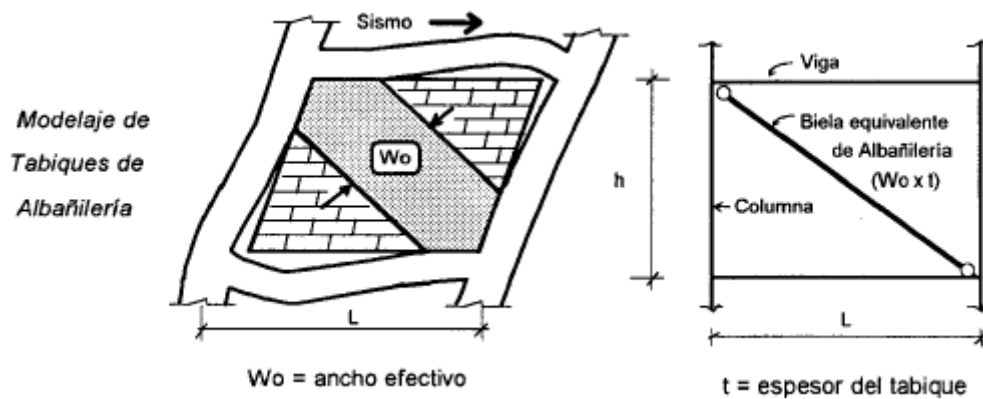


Figura 25. Modelaje de tabiques de albañilería

Fuente: CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERÍA – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural. Ángel San Bartolomé. Página 15. Fig. 1.11. Fondo Editorial PUCP. 1994

El valor del ancho equivalente “ W_o ” depende de las características elásticas y rigidez del tabique y de las columnas, que puede calcularse con fórmulas empíricas. Ante la falta de valores experimentales se sugiere que el valor de “ W_o ” sea la cuarta parte de la longitud del puntal.

Dadas las características de la edificación, donde en la dirección longitudinal se cuenta con un sistema de pórticos de concreto armado, se podría plantear una propuesta de reforzamiento con la inclusión de muros de albañilería que cierren completamente algunos paños para rigidizar la edificación. Según la descripción previa el comportamiento de los muros sería como tabiques de albañilería. En la figura 26 se muestra la planta de estructuras donde se señala la ubicación de los tabiques de albañilería.

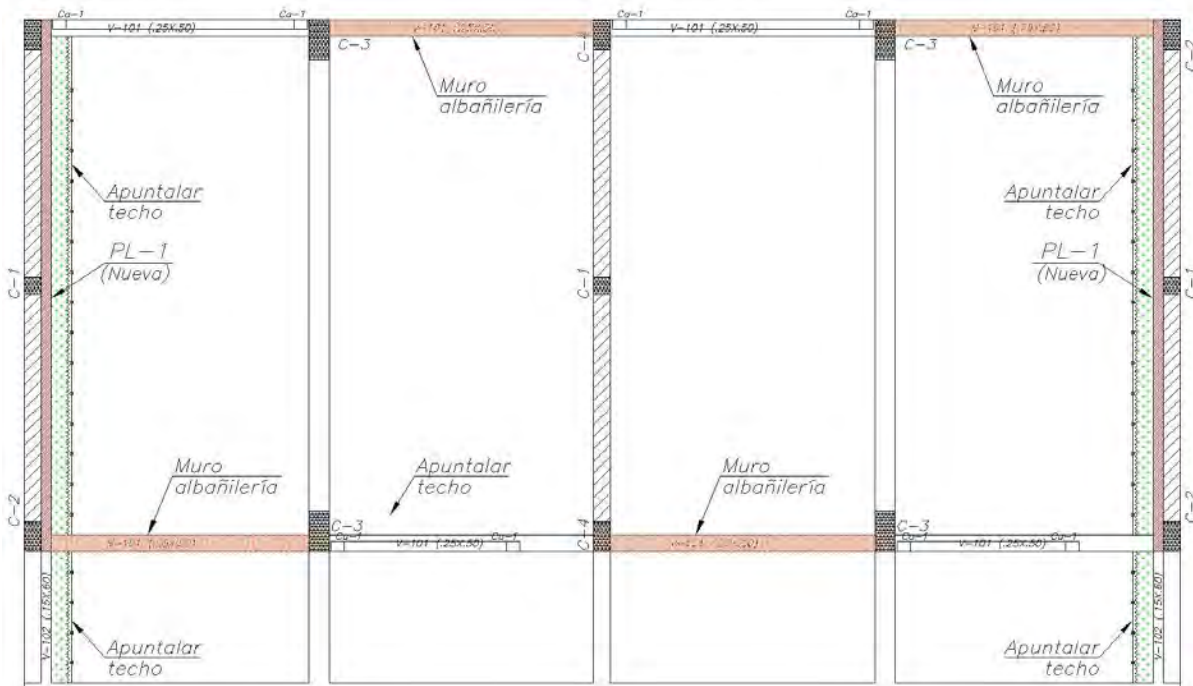


Figura 26. Planta de estructuras – segunda alternativa

Esta propuesta afectaría a nivel de arquitectura ya que se reduciría considerablemente la iluminación de las aulas (figura 27); también se tendrían que eliminar los tabiques existentes de ventanas para que al volver a construirlos estén asilados de las columnas.



Figura 27. Elevación fachada posterior – segunda alternativa

El análisis sísmico y verificación de las unidades de albañilería de esta propuesta se trabajará con cargas estáticas en una dirección, ya que los puntales solo pueden trabajar a compresión (en sentido opuesto a la dirección de la carga lateral).

Para el cálculo de la carga sísmica lateral, que será un porcentaje del peso de la edificación, se trabajará con los parámetros utilizados en los análisis anteriores (tabla 7). Donde el sistema estructural se considerará de muros de albañilería ($R=3$), además se puede estimar el valor del periodo fundamental de vibración (4.5.4 Norma E030) y verificar que su valor será menor a T_p , entonces el valor de C será 2.5. En la tabla 24 se muestra el resumen del peso de cada nivel para el cálculo de la fuerza cortante basal.

Tabla 18
Peso de la edificación - segunda alternativa

Nivel	Masa (Ton.s ² /m)	Peso (Ton)
PISO 3	12.15	119.17
PISO 2	20.56	201.64
PISO 1	20.06	196.75
TOTAL	52.76	517.57

El valor de la fuerza sísmica en la base será:

$$V = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.05}{3} \cdot 517.57 = 306Ton$$

Según el artículo 4.5.3 de la norma E.030 se puede calcular los valores de las fuerzas sísmicas que se distribuirán en cada centro de masa, que depende de la altura (Z) y del peso de cada nivel. En la tabla 19 se muestran los valores que se considerará para fuerza sísmica por cada nivel.

Tabla 19
Fuerzas sísmicas estáticas por nivel - segunda alternativa

Nivel	Z (m)	α	Fi (Ton)
PISO 3	10.05	0.37	114.13
PISO 2	6.70	0.42	128.74
PISO 1	3.35	0.21	62.81

La norma indica que adicionalmente para considerar los efectos de la excentricidad accidental se debe aplicar un momento torsor en el centro de masas con un valor equivalente a la carga lateral multiplicado por el 5% de la longitud de la dirección perpendicular a la carga.

En el programa ETABS se crea el modelo para el análisis de acuerdo a lo indicado en el marco teórico. Luego de aplicar las cargas se procede a verificar la regularidad de la edificación, para controlar los desplazamientos se crea un caso de carga donde se amplifica por 0.75R el valor de la carga estática. En la tabla 20 se muestra la verificación de regularidad torsional en la dirección longitudinal y el control de desplazamientos laterales.

Tabla 20
Verificación irregularidad dirección longitudinal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Uy	Deriva Máxima Uy	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Uy (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DY	0.034	10.45	1.78	1.81	5.00	NO	1.01	REG
PISO 2	DY	0.028	7.10	3.53	3.54	5.00	SI	1.00	REG
PISO 1	DY	0.016	3.75	4.26	4.26	5.00	SI	1.00	REG

Con esta propuesta de reforzamiento la estructura sigue siendo regular y cumple con los requisitos mínimos de rigidez.

En el capítulo 10 de la norma E.070 se menciona que la falla en el tabique podría modificar el análisis estructural elástico al desaparecer el puntal en los tabiques que se agrietan, por eso es necesario que los tabiques tengan un comportamiento elástico incluso ante sismos severos.

Para garantizar un adecuado comportamiento elástico la fuerza generada en el puntal debe ser menor a la resistencia de rotura del tabique para los distintos tipos de falla que se puedan presentar: aplastamiento (R_c) que ocurre en las esquinas del tabique triturando los ladrillos, tracción diagonal (R_t) que se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique y cizalle (R_s) que se presenta a la mitad de la altura del tabique caracterizada por una grieta horizontal.

- Aplastamiento: $R_c = 0.12 \cdot f'_m \cdot D \cdot t$
- Tracción diagonal: $R_t = 0.85 \sqrt{f'_m} \cdot D \cdot t$
- Cizalle: $R_s = \frac{f_s \cdot t \cdot D}{1 - 0.4h/L}$

Donde:

R = resistencia última del puntal de albañilería (kg)

L, h, t, D = Longitud, altura, ancho y longitud del puntal del tabique (cm)

f's = resistencia última a cizalle de albañilería (4kg/cm²)

f'm = resistencia a compresión axial de albañilería (65kg/cm² - king kong industrial)

En la tabla 21 se muestra el resumen con las cargas resistentes para los distintos tipos de falla en tabiquería.

Tabla 21
Resistencia a fallas del puntal

Tipo de falla	Resistencia (kg)
Aplastamiento (Rc)	101002
T. diagonal (Rt)	88738
Cizalle (Rs)	78908

Las fuerzas internas en los puntales para el caso del sismo en la dirección longitudinal se pueden obtener del modelo tridimensional creado para el análisis sísmico como se muestra en la figura 28.

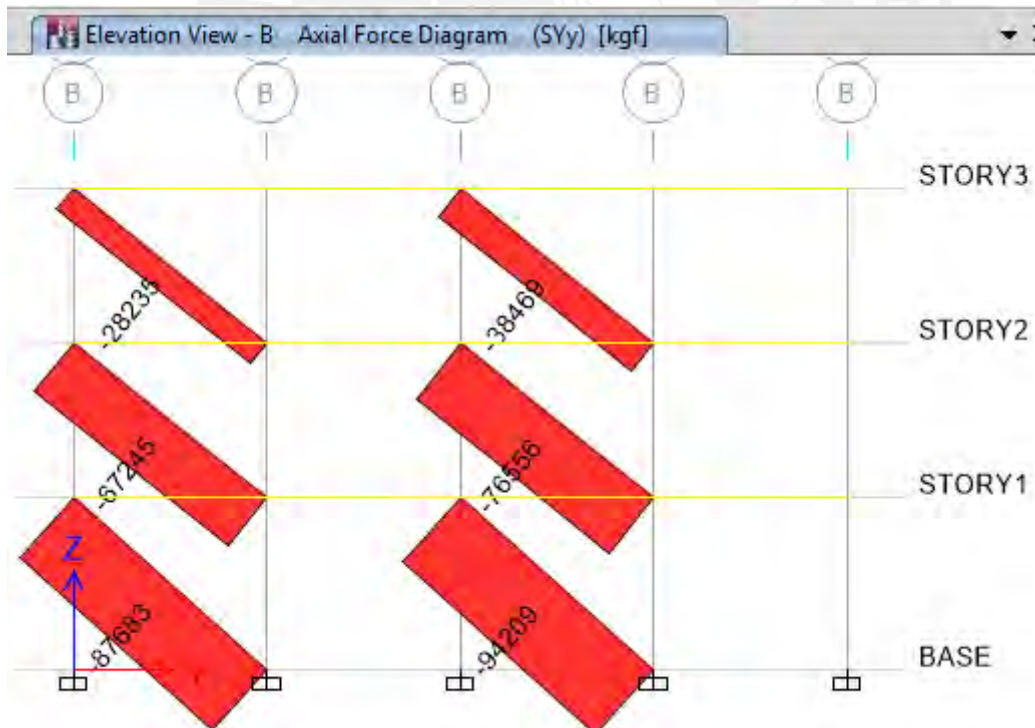


Figura 28. Diagrama de fuerzas normales en puntales (kgf)

La mayor fuerza de compresión se produce en un tabique del primer piso (94 Ton), es superior a las resistencias por cizalle y tracción diagonal. En conclusión este sistema podría fallar ante un sismo severo.

4.1.2.3. Tercera alternativa de reforzamiento

La última propuesta consiste en implementar arriostres metálicos dentro de los pórticos de concreto armado para así incrementar la rigidez lateral y mejorar el comportamiento sísmico de la edificación. El sistema estructural a considerar según la norma E.030 será de Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF), permitido por la norma para este tipo de edificaciones. A pesar de tener elementos de concreto armado, los arriostres proporcionados serán los que tendrán mayor demanda que los otros elementos ante cargas sísmicas.

Para realizar las verificaciones se tomará como referencia a los siguientes documentos:

- Norma Técnica de Edificaciones E.090 – Estructuras Metálicas
- AISC – 341 – 16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- AISC – Steel Construction Manual

Los Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF) se caracterizan por tener en su conjunto elementos de arrioste concéntricos (diagonales), que al interactuar con los otros elementos estructurales (vigas, columnas) pueden formar un sistema que resista cargas laterales. En la figura 29 se muestran algunos arreglos que se pueden utilizar para formar este tipo de pórticos.

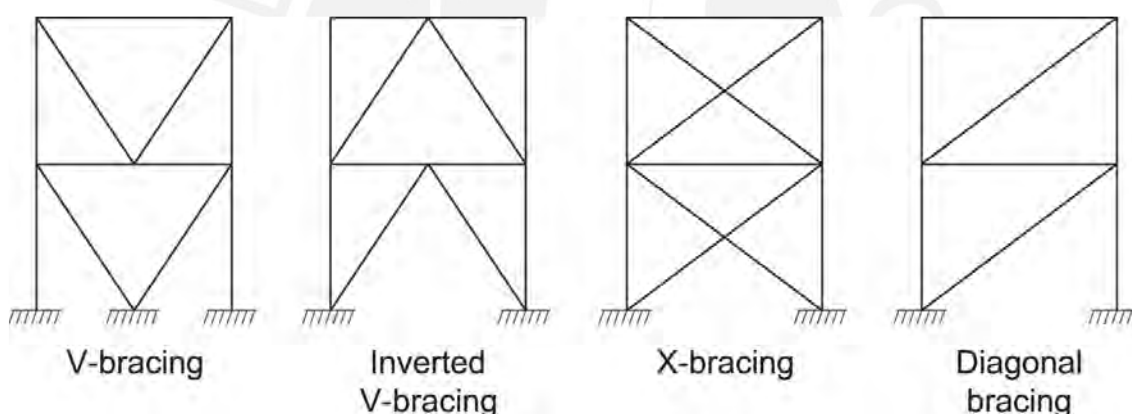


Figura 29. Ejemplos de arriostres concéntricos (SCBF)

Fuente: AISC-341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Fig. C-F2.1. Pág. 255.

Debido a su geometría, en este tipo de pórticos se espera que ante un sismo moderado todos los elementos puedan trabajar en el rango elástico; sin embargo, durante sismos severos, se espera que en los miembros de arrioste y en sus conexiones se puedan generar deformaciones inelásticas.

Ante un sismo severo los elementos de arrioste de los pórticos concéntricos están sometidos a grandes deformaciones en ciclos de histéresis de tracción y compresión. Al concentrar las deformaciones en estos elementos se libera a las vigas y columnas del daño sísmico. Así se puede garantizar un buen comportamiento sísmico sin pérdida de resistencia ante cargas gravitacionales. Es importante realizar un buen detallado en las conexiones para lograr una respuesta dúctil.

La estructuración para el reforzamiento será con perfiles metálicos con arreglo en “X” en cada nivel, que se ubicarán en los mismos paños que en la propuesta anterior, estos tendrán cobertura de drywall para evitar su exposición al medio ambiente (figura 30).

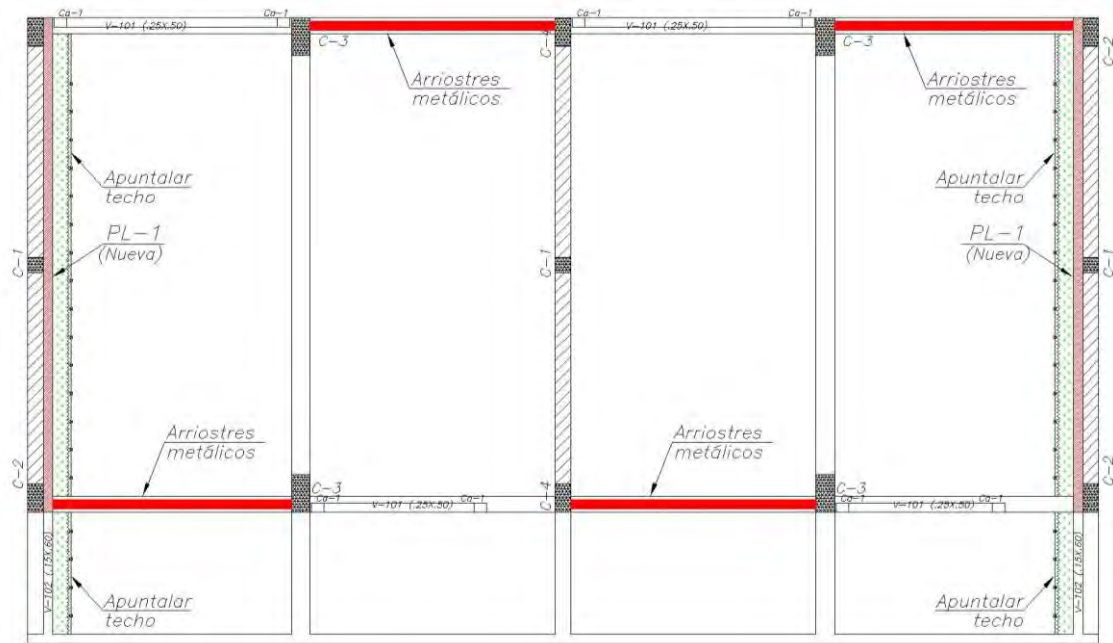


Figura 30. Planta de estructuras – tercera alternativa

A nivel de arquitectura se tendrían los mismos problemas de la propuesta de arquitectura porque al cerrar dos paños por eje se reduce considerablemente la iluminación de las aulas; los parapetos existentes también se tendrían que demoler para construirlos aislados de las columnas (figura 31).

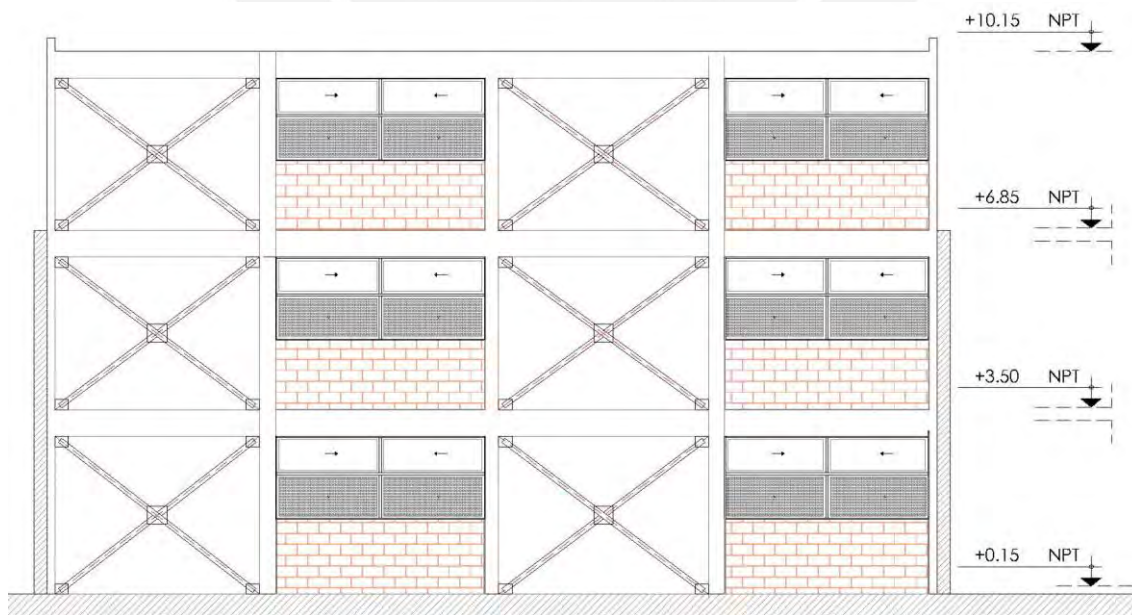


Figura 31. Elevación fachada posterior – tercera alternativa

El análisis sísmico se trabajará con los parámetros utilizados en las anteriores propuestas, pero modificando el coeficiente de reducción sísmica en la dirección longitudinal ($R=8$) para el sistema de pórticos concéntricos.

Se trabajará con acero estructural A36, en la tabla 22 se muestra el resumen de propiedades mecánicas de este material.

Tabla 22
Propiedades mecánicas acero A36

Propiedad	Magnitud
Módulo de elasticidad (E_s)	29 000 ksi
Esfuerzo de fluencia (F_y)	36 ksi
Esfuerzo de rotura (F_u)	58 ksi

Las secciones de los perfiles metálicos sometidas a compresión se clasifican según su pandeo local como esbeltas o no esbeltas y su clasificación depende de la relación entre el ancho y el espesor (b/t) de los elementos comprimidos. Para perfiles HSS la relación (b/t) debe ser menor a $1.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, igual a 39.73 para acero A36.

La sección transversal de los arriostres será de perfiles metálicos cuadrados HSS4"x4"x3/16". En el Steel Construction Manual se pueden encontrar las propiedades de la sección transversal que se considerarán para las verificaciones posteriores al análisis (tabla 23).

Tabla 23
Propiedades de sección - HSS3-1/2"x3-1/2"x3/16"

Propiedad	Dimensión
Espesor sección (t)	0.174 pulg
Área (A)	2.24 pulg ²
b/t	17.10
Momento de inercia ($I_x=I_y$)	4.05 pulg ⁴
Radio de curvatura ($r_x=r_y$)	1.35 pulg

Se crea un modelo tridimensional en el programa ETABS respetando la estructuración planteada para el reforzamiento. Se restringe la capacidad a desarrollar fuerza cortante y momento flector en los perfiles metálicos ya que trabajarán solo bajo fuerzas axiales. Finalizado el modelamiento se procede a realizar la verificación de regularidad torsional y control de desplazamientos (tablas 24 y 25).

Tabla 24
Verificación irregularidad torsional en dirección longitudinal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM Uy	Deriva Máxima Uy	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	Uy (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DY	0.039	10.45	1.93	2.05	10.00	NO	1.06	REG
PISO 2	DY	0.033	7.10	4.05	4.22	10.00	NO	1.04	REG
PISO 1	DY	0.019	3.75	5.05	5.12	10.00	SI	1.01	REG

Se pudo verificar que se cumple con los requisitos de rigidez y regularidad torsional.

Tabla 25
Resumen carga de diseño sísmico – tercera alternativa

	Periodo	% Masa	C	V estática	V dinámica	80% Vest	f
Txx	0.112	75.51	2.50	136	105	108	1.03
Tyy	0.242	92.16	2.50	102	95	81	1.00

Ya definidos los valores de las cargas de diseño se procede a realizar las verificaciones en los perfiles metálicos.

La resistencia de diseño a compresión del elemento se calculará como el producto del factor de reducción ($\Phi=0.90$) por la resistencia nominal a compresión (P_n), considerando los estados límites de pandeo.

Se recomienda que la razón de esbeltez (KL/r) en elementos sometidos a compresión sea menor a 200. Dónde: K es el factor de longitud efectiva que depende de las condiciones de apoyos, L es la longitud libre entre apoyos (pulg) y r es el radio de giro (pulg). Para la sección transversal utilizada la razón de esbeltez será 164.18 que es menor a lo recomendado.

Verificación por pandeo

La resistencia nominal (P_n) para el estado límite de pandeo se calculará con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

El valor del esfuerzo crítico de compresión (F_{cr}) se calculará como sigue:

- Si: $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ → $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$
- Si: $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ → $F_{cr} = 0.877 F_e$

Donde F_e es la tensión de pandeo elástico determinada con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

En la tabla 26 se muestran los resultados para el perfil HSS3-1/2"x3-1/2"x3/16".

Tabla 26
Resistencia nominal para pandeo - perfil HSS"3-1/2x3-1/2"x3/16"

Propiedad	Magnitud
L	221.65 pulg
Fe	10.62 ksi
Fcr	9.31 ksi
Pn	20.86 kip
ΦPn	18.77 kip

El valor de ΦPn calculado debería ser mayor al valor de P_u obtenido del diagrama de fuerzas axiales en el arriostre más cargado debido a las cargas sísmicas. En figura 32 se muestran los DFN para esta propuesta de reforzamiento.

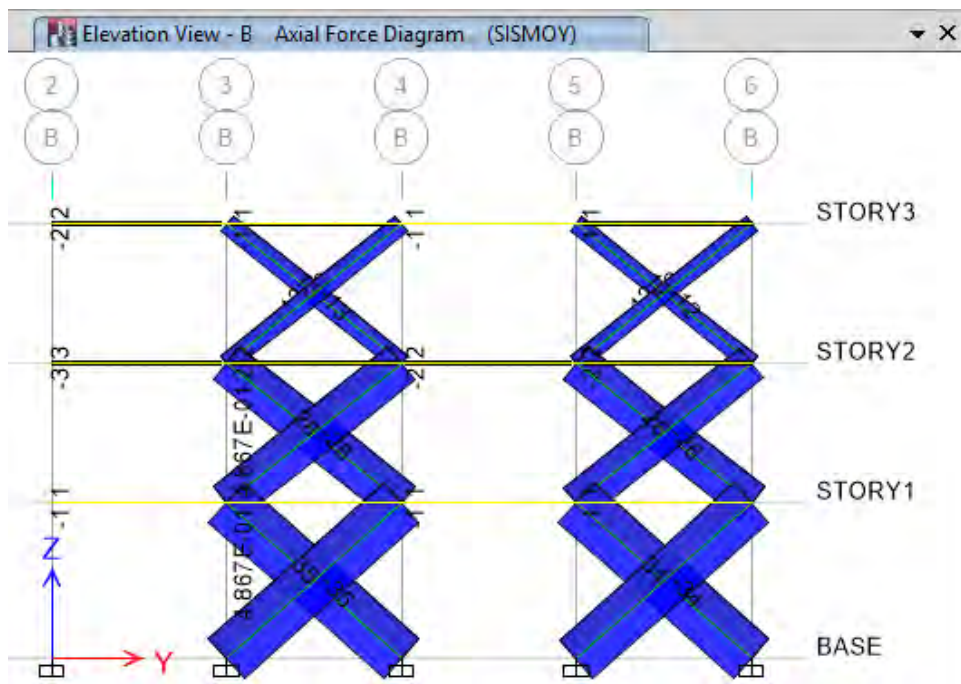


Figura 32. DFN sismo en dirección longitudinal – tercera alternativa (kip).

Se puede observar que P_u (35kip) es mayor al valor del ΦPn , por eso será necesario cambiar las dimensiones de los perfiles metálicos por alguno que tenga mayor rigidez axial. Con la propuesta anterior se pudo verificar que se cumplía holgadamente con los requisitos de rigidez y regularidad torsional. Al trabajar con perfiles más rígidos no considerará necesario volver a aplicar esas verificaciones.”

Al modificar las dimensiones de los perfiles metálicos se reducirán los valores de desplazamientos laterales y el cambio en la masa de la edificación será despreciable, por lo tanto, las cargas axiales de diseño no se modificarán.

La nueva sección transversal de los arriostres que cumple con los requisitos de diseño será HSS4-1/2"x4-1/2"x3/16" (tablas 27 y 28). Se intentó cumplir modificando los valores del espesor de la sección anterior, pero no los valores de resistencia nominal por pandeo eran menores debido al bajo valor del radio de giro, además que los perfiles serían más pesados.

Tabla 27
Propiedades de sección - HSS4-1/2"x4-1/2"x3/16"

Propiedad	Dimensión
Espesor sección (t)	0.174 pulg
Área (A)	2.93 pulg ²
b/t	22.90
Momento de inercia ($I_x=I_y$)	9.02 pulg ⁴
Radio de curvatura ($r_x=r_y$)	1.75 pulg

Tabla 28
Resistencia nominal para pandeo - perfil HSS4-1/2"x4-1/2"x3/16"

Propiedad	Magnitud
L	221.65 pulg
Fe	17.84 ksi
Fcr	15.47 ksi
Pn	45.33 kip
ΦP_n	40.80 kip

Con la inclusión de ese tipo de perfiles se cumple con los requisitos de resistencia para esta propuesta de reforzamiento.

4.1.3. Elección de mejor alternativa de reforzamiento

Se pudo verificar que no se podrá considerar un sistema de albañilería confinada en la dirección transversal ya que no se cumple con los requisitos mínimos de resistencia. Por eso en esa dirección el reforzamiento será mediante la inclusión de dos placas de concreto armado de 15 cm en los extremos de las aulas en todos los niveles.

En todos los planteamientos se pudo cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales con valores de deriva máxima de entrepiso muy similares, aproximadamente 4.0‰.

La desventaja de las dos últimas alternativas respecto a la primera es que se reducirían considerablemente la iluminación en el interior de las aulas al tener la necesidad de cerrar dos paños completos en cada eje longitudinal. Además, en la segunda alternativa no se pudo cumplir con los requisitos de resistencia por cizalle y tracción diagonal.

Para la aplicación de la tercera alternativa se requiere mano de obra calificada ya que la construcción y detallado de las conexiones tiene que ser minucioso ya que se requiere conseguir un comportamiento dúctil.

Finalmente, se opta por considerar la primera alternativa para el reforzamiento y ampliación del módulo existente, por cumplir con los requisitos de rigidez y no afectar considerablemente la arquitectura de la edificación.

4.2. Reforzamiento estructural

En esta sección se trabajará la verificación de los elementos estructurales existentes ante la nueva demanda de cargas de gravedad y de sismo, adicionalmente se presentará el reforzamiento de los elementos más cargados para cumplir con las normas vigentes.

No se cuenta con planos de estructuras de la edificación existente, por eso se asumirá que hubo un correcto dimensionamiento y diseño en los elementos de concreto armado de acuerdo a las normas de diseño de la época en la que fue construida la edificación.

En los dos primeros niveles se realizarán intervenciones de reforzamiento y demolición en los elementos que lo requieran y todos los elementos del tercer nivel serán nuevos, dándole continuidad a todos los elementos verticales.

4.2.1. Reforzamiento de losas aligeradas

Las intervenciones a realizar en las losas serán las siguientes:

- Construcción de nueva losa para el techo del pasadizo del segundo nivel.
- Reforzamiento de la losa del techo del segundo nivel debido al cambio de sobrecarga. (De 100 Kg/m² a 250 Kg/m²).
- Construcción de una nueva losa para el techo del tercer nivel.

A continuación, se planteará la verificación y el reforzamiento para la losa del techo del segundo nivel.

Se muestra el diagrama de momento flector con los valores que fue diseñada una vigueta típica (figura 33).



Figura 33. Diagrama de momento flector de losa con S/C = 100Kg/m²

En la tabla 29 se muestran los valores de los momentos últimos positivos y negativos comparados con los momentos resistentes.

Tabla 29
Verificación diseño por flexión en losas - edificio existente

Mu Max (Ton.m)	As	ΦMn (Ton.m)	ΦMn/Mu
+0.35	1Φ3/8"	+0.47	1.34
-0.49	1Φ3/8"	-0.46	0.94

Considerando el incremento de la sobrecarga se obtuvo los diagramas de fuerza cortante y momentos flectores últimos como se muestran en las figuras 34 y 35.

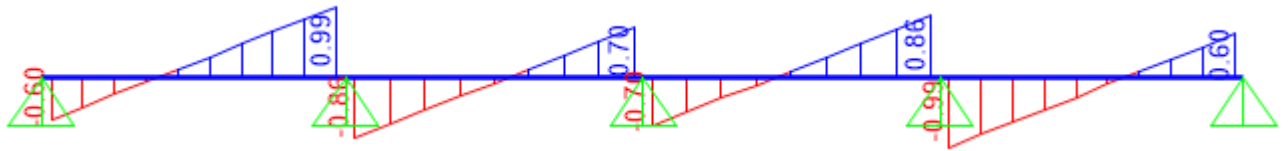


Figura 34. Diagrama de fuerza cortante de losa con S/C=250Kg/m²

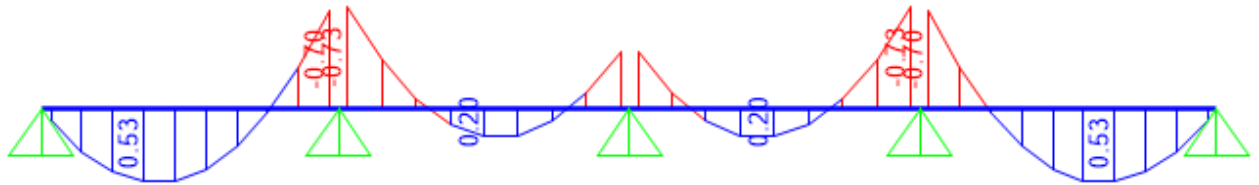


Figura 35. Diagrama de momento flector de losa con S/C=250Kg/m²

El reforzamiento por cortante se dará mediante la inclusión de ensanches corridos o alternados siempre que la fuerza cortante última (V_u), ubicada a una distancia “d” de la cara de los apoyos, sea superior a la fuerza cortante resistente (ΦV_c).

El valor de la fuerza cortante resistente (ΦV_c) para viguetas típicas de 0.20m de peralte es 1.22 Ton; mientras que el valor de la cortante de diseño (V_u) es 0.92Ton por lo tanto no será necesario aplicar reforzamiento por fuerza cortante en las losas.

Para evitar un proceso invasivo y destructivo se plantea que el reforzamiento por flexión sea mediante el engomado de fibras de carbono de alta resistencia (CFRP) en la cara inferior de las viguetas para incrementar la capacidad a flexión positiva y en la superior para la negativa. El engomado se dará en la cara y al eje de cada vigueta, por eso será necesario picar la losa para retirar los acabados de piso y el tarrajeo de techo.

En la tabla 30 se muestran las propiedades mecánicas del material (CFRP) para el reforzamiento por flexión.

Tabla 30
Propiedades mecánicas fibra de carbono de alta resistencia (CFRP)

Propiedad	Magnitud
Resistencia máxima a tensión (f_{fu}^*)	3800 MPa
Módulo de elasticidad (E_f)	227 GPa
Deformación unitaria máxima (ϵ_{fu}^*)	1.67%
Coefficiente de reducción por exposición (C_E)	0.95
Espesor de fibra (t_f)	0.33mm
Resistencia a tensión de diseño (f_{fu})	3610 MPa
Reformación unitaria máxima de diseño (ϵ_{fu})	1.59%

El diseño para el reforzamiento de la vigueta aligerada consistirá en calcular el ancho necesario de fibra de carbono (b_f) y cantidad de capas de fibra (n), que al estar adecuadamente adheridos a la sección transversal pueda brindar un momento nominal (ΦM_n) superior al nuevo momento último de demanda (M_u). El diseño se trabajará en unidades del sistema internacional (SI) y con los principios indicados en el marco teórico.

Se planteará el reforzamiento por flexión negativa para una vigueta típica de la losa aligerada. En las tablas 31 y 32 se muestran las propiedades de la sección transversal y los valores de los momentos flectores existentes y nuevos ubicados en la cara del elemento a reforzar.

Tabla 31

Propiedades de sección en vigueta típica para flexión negativa

Ancho	10 cm	100.00 mm
d	17.5 cm	175.00 mm
f'c	210 Kg/cm ²	20.59 N/mm ²
fy	4200 Kg/cm ²	411.89 N/mm ²
ΦMn	460 Kg.m	4.51 kN.m
As	0.71 cm ²	71.00 mm ²
Ancho fibra (bf)	5.00 cm	50.00 mm
(dj)	20.00 cm	200.00 mm

Tabla 32

Cargas existentes y nuevas de momento negativo M- en vigueta típica

Cargas	Cargas Existentes				Cargas nuevas			
MD (carga muerta)	260 Kg.m	2.55 kN.m	260 Kg.m	2.55 kN.m				
ML (carga viva)	73.35 Kg.m	0.72 kN.m	215 Kg.m	2.11 kN.m				
M (servicio)	333.35 Kg.m	3.27 kN.m	475 Kg.m	4.66 kN.m				
1.1D+1.7L	341.0125 Kg.m	3.34 kN.m	447.25 Kg.m	4.39 kN.m				
M _U	488.695 Kg.m	4.79 kN.m	729.5 Kg.m	7.15 kN.m				

Se deben determinar las deformaciones unitarias iniciales (ϵ_{bi}) que se considerarán durante la instalación. Para esto se asume que la única carga actuante será el peso propio. El cálculo se hará con las propiedades de la sección agrietada y el valor de (ϵ_{bi}) se obtendrá a partir de la siguiente expresión:

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

Donde kd es la dimensión del eje neutro en compresión e I_{cr} el momento de inercia de la sección agrietada. En la tabla 33 se muestran los valores utilizados para el cálculo de la deformación unitaria inicial en la fibra de carbono.

Tabla 33

Cálculo de deformación unitaria inicial en fibra de carbono

Elasticidad de acero (Es)	200000.00 MPa
Área de varillas (As)	71.00 mm ²
Elasticidad de concreto (Ec)	21329.25 MPa
n	9.20
Área transformada (At)	652.90 mm ²
Eje neutro sección agrietada (kd)	41.718 mm
d _f	200 mm
I _{tr}	1.402x10 ⁷ mm ⁴
M _{DL}	2549.82 KN.mm
ε _{bi}	0.00135 mm/mm

Se determina el valor de la deformación unitaria de diseño en las fibras de carbono para evitar fallas por desprendimiento o delaminación de fibra con la ecuación planteada en el marco teórico.

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.0068 \leq 0.0143$$

A partir del valor de (ε_{fd}), cumpliendo la compatibilidad de deformaciones se debe determinar el valor de (c), distancia al eje neutro en compresión, cumplir el equilibrio de fuerzas en la sección transversal y posteriormente calcular el momento nominal en flexión.

En las tablas 34, 35 y 36 se muestran los valores considerados para el cálculo de fuerzas en la sección transversal asociados a las deformaciones unitarias, cumpliendo las leyes constitutivas de cada material para un valor de $c = 39.76\text{mm}$.

Tabla 34

Fuerzas de sección en concreto

ε_c	0.0020	mm/mm
f_c	20.53	N/mm ²
k_1	0.670	
k_2	0.376	
Compresión (C_c)	54.71	KN

Tabla 35

Fuerzas de sección en acero de refuerzo

ε_s	0.0069	mm/mm
f_s	411.89	N/mm ²
A_s	71.00	mm ²
Tracción (T_1)	29.24	KN

Tabla 36

Fuerzas de sección en fibra de carbono (CFRP)

$\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}$	0.0081	mm/mm
f_{fe}	1543.18	N/mm ²
A_f	16.50	mm ²
Tracción (T_2)	25.46	KN

Al sumar las fuerzas de tracción y compresión se puede verificar el equilibrio en la sección. Posteriormente, con esos valores se puede calcular el aporte de cada material, concreto armado y fibra, para el momento nominal resistente (ΦM_n). Se indicó previamente que el concreto armado y la fibra tendrían distintos factores de reducción de resistencia.

$$\Phi M_n = \Phi(Mn_{c.A.} + \psi M_f)$$

$$\Phi M_n = 0.90 \cdot (477.30 + 0.85 \cdot 480.49) = 797.14 \text{Kg.m}$$

Finalmente se verifica que el momento resistente es mayor al nuevo momento último de diseño.

4.2.2. Reforzamiento de vigas de concreto

Se realizarán las siguientes intervenciones en vigas:

- Construcción de vigas en volado nuevas para el techo de pasadizo del segundo nivel.
- Reforzamiento de vigas transversales ubicadas al centro de las aulas (ejes B y D) debido al incremento de sobrecarga. (De 100Kg/m² a 250Kg/m²).
- Demolición y sustitución de vigas longitudinales (ejes 1 y 2) porque tendrán demanda de carga sísmica y requieren confinamiento.
- Construcción de vigas nuevas en el tercer nivel.

Se planteará la verificación y el reforzamiento de una viga ubicada en el eje B del techo del segundo nivel.

Este elemento tiene dimensiones de 0.30m de ancho por 0.60m de peralte y su concepción original es de un tramo empotrado en dos columnas. En las figuras 36 y 37 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes y momentos últimos para su diseño con sobrecarga de azotea.

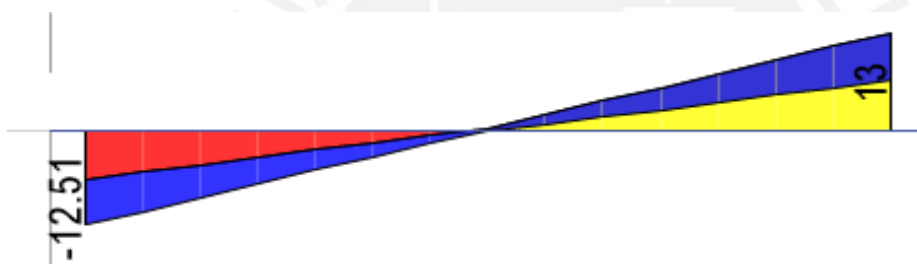


Figura 36. Diagrama de fuerza cortante de viga con S/C = 100Kg/m²

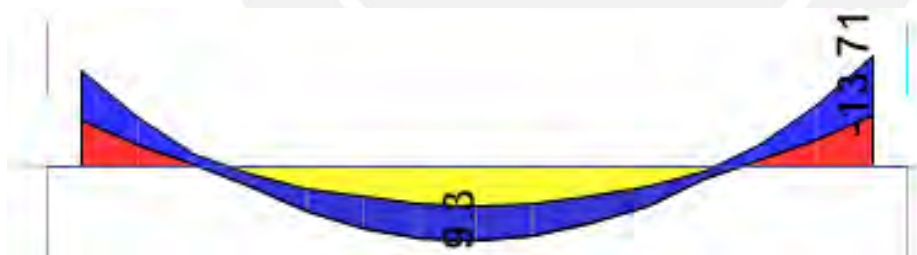


Figura 37. Diagrama de momento flector de viga con S/C = 100Kg/m²

En la Tabla 37 se muestran los valores de los momentos últimos máximos en los apoyos y al centro de la viga comparados con sus momentos resistentes.

Tabla 37

Verificación diseño por flexión en viga - edificio existente

Mu max (Ton.m)	As	ΦMn (Ton.m)	ΦMn/Mu
-12.02	2Φ3/4"+1Φ5/8"	14.80	1.23
+9.30	2Φ3/4"	11.12	1.20
-13.71	2Φ3/4"+1Φ5/8"	14.80	1.08

Considerando las dimensiones de la sección transversal y que el diseño por cortante haya sido el más desfavorable, donde el espesor de los estribos es el máximo permitido ($d/2=25\text{cm}$), la resistencia al corte ΦV_n tendrá un valor de 32.48Ton. La falla por cortante se produce a una distancia “d” de la cara del apoyo, y en el diagrama de fuerzas internas se puede apreciar que los máximos son menores que el cortante resistente.

El nuevo planteamiento consiste en crear un nuevo tramo en voladizo para la construcción del pasadizo del tercer piso, además se incrementará el valor de la sobrecarga en el segundo tramo. Se sugiere que la sección transversal del nuevo tramo sea igual a la del existente. En las figuras 38 y 39 se muestran los diagramas de fuerzas internas con las nuevas solicitudes de cargas.

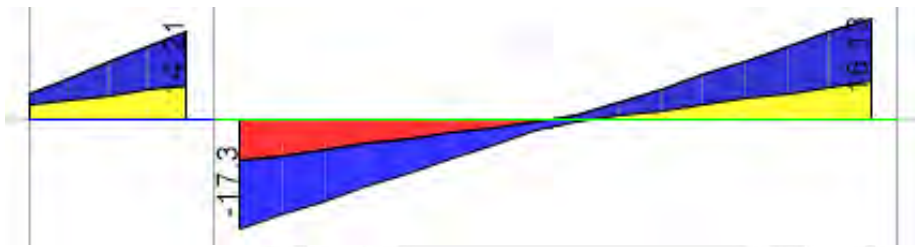


Figura 38. Diagrama de fuerza cortante en viga con nuevas cargas.



Figura 39. Diagrama de momento flector en viga con nuevas cargas.

Se plantean las siguientes intervenciones en las vigas y en el nudo de las columnas del segundo nivel para el reforzamiento de las vigas y construcción de los elementos verticales del tercer nivel:

- Apuntalamiento de las vigas y losas que transmiten cargas de gravedad al nudo involucrado.
- Demolición del concreto existente en los nudos de las columnas para permitir el anclaje de las varillas longitudinales de las vigas en voladizo y el acero de los elementos verticales.
- Demolición del concreto existente en la zona superior de las vigas, sin comprometer las varillas, ni los estribos existentes, para poder colocar el acero longitudinal necesario que permita incrementar la capacidad a flexión.
- Colocación de las varillas de refuerzo superior necesarias para el incremento de capacidad a flexión. Estas se ubicarán dentro de la sección confinada y se amarrarán adecuadamente a los estribos.
- Colocación de estribos de confinamiento en los nudos y en la zona en voladizo del nuevo tramo de viga.

En la tabla 38 se muestran los nuevos momentos últimos, la cantidad de acero existente y la necesaria para incrementar la capacidad de flexión en las secciones más cargadas de la viga.

Tabla 38
Verificación de diseño del reforzamiento en viga

Mu (Ton.m)	As existente	As adicional	ΦM_n	$\Phi M_n/M_u$
-16.12	---	2 $\Phi 3/4$ " + 2 $\Phi 5/8$ "	-18.37	1.14
-21.25	2 $\Phi 3/4$ " + 1 $\Phi 5/8$ "	2 $\Phi 5/8$ "	-21.82	1.03
+10.26	2 $\Phi 3/4$ "	----	+11.12	1.08
-17.13	2 $\Phi 3/4$ " + 1 $\Phi 5/8$ "	1 $\Phi 5/8$ "	-18.37	1.07

Se puede apreciar en los datos de la figura 39 que no es necesario reforzar la viga por fuerza cortante, ya que los valores máximos ubicados a una distancia "d" de la cara de los apoyos son menores al valor resistente más desfavorable.

Finalmente, en la figura 40 se presenta el desarrollo de la viga reforzada.

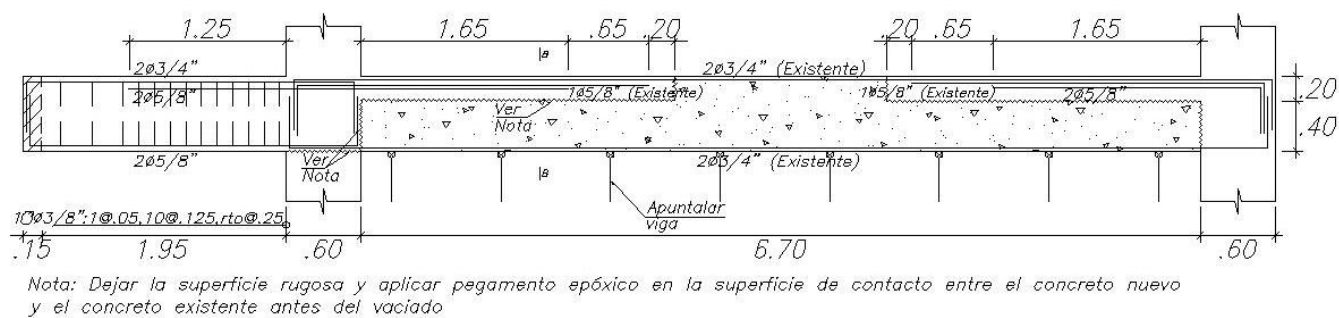


Figura 40. Desarrollo de viga reforzada.

4.2.3. Reforzamiento de columnas

Después de analizar el módulo de aulas sin modificaciones se pudo concluir que la estructura carece de rigidez lateral en la dirección longitudinal. Por ese motivo se plantearon y evaluaron distintas propuestas de reforzamiento que posibiliten el incremento de rigidez lateral.

Se concluyó en trabajar con la propuesta de inclusión de aletas de concreto en las columnas intermedias de aulas, considerando así que al incrementar un nivel adicional se cumpliría con el control de desplazamientos laterales y se producirían cambios que generen bajo impacto a nivel de arquitectura.

Al incluir las aletas de concreto se debe garantizar que estas anclen a las columnas existentes y a la cimentación para que, al transmitir las cargas axiales y momentos flectores como una unidad, se pueda tener un comportamiento de muro de corte o placa.

Se realizarán las siguientes intervenciones en las columnas que requieran inclusión de aletas de concreto armado:

- Retirar el concreto de recubrimiento de las caras laterales de las columnas en la zona donde se producirá la interacción con las aletas.
- Perforar y anclar los dowels en las columnas.
- Perforar la cimentación para el anclaje de las varillas verticales.
- Colocar el acero vertical y horizontal de las aletas.
- Aplicar epóxico adherente en las zonas del donde habrá interacción entre el concreto existente y el fresco.

Considerando que las aletas y la columna trabajan como un solo elemento, placa de concreto armado, se procede a calcular la cantidad de refuerzo necesario según el diseño por resistencia. En la tabla 39 se presentan las combinaciones de carga que se utilizarán en el diseño del reforzamiento por flexocompresión y cortante de una columna del primer nivel ubicada en la intersección de los ejes 1 y B, que tendrá mayor carga por sismo.

Tabla 39
Combinaciones de carga reforzamiento por flexocompresión

Combinación	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)
MV	131.40	0.15	1.80
MVSY+	126.73	27.64	138.05
MSY+	97.59	26.98	-139.04
MVSY-	78.02	27.47	138.30
MSY-	48.88	27.15	-138.70

En los artículos 14.3.1 y 11.10.10 de la norma E.060 se indican las expresiones para el cálculo de la cuantía mínima necesaria para la distribución del acero horizontal y vertical en muros. Estas expresiones dependen de la relación entre la resistencia al cortante aportada por el concreto del muro (ΦV_c) y de la fuerza cortante última de diseño (V_u).

El muro tiene un V_u de 28 Ton y un ΦV_c de 29 Ton, por eso la cuantía mínima de acero horizontal a distribuir será $\rho_h=0.0025$, que para un ancho de 0.25m es equivalente a dos mallas horizontales de $\Phi 3/8" @ .25m$, que generan una resistencia a cortante ΦV_n de 65Ton. El acero vertical tendrá la misma distribución que el acero horizontal.

La verificación por flexocompresión se hará con el diagrama de interacción del elemento, que se representa el lugar geométrico de todas las combinaciones de cargas axiales y momentos flectores nominales que generan la falla en la sección transversal del elemento de concreto armado.

Para cumplir con el diseño por flexocompresión las combinaciones de diseño (axial; momento flector) deben encontrarse dentro del diagrama de interacción. En la figura 42 se muestra el diagrama de interacción del elemento reforzado, y se puede verificar que las combinaciones de diseño de la tabla 45 se encuentran dentro del diagrama.

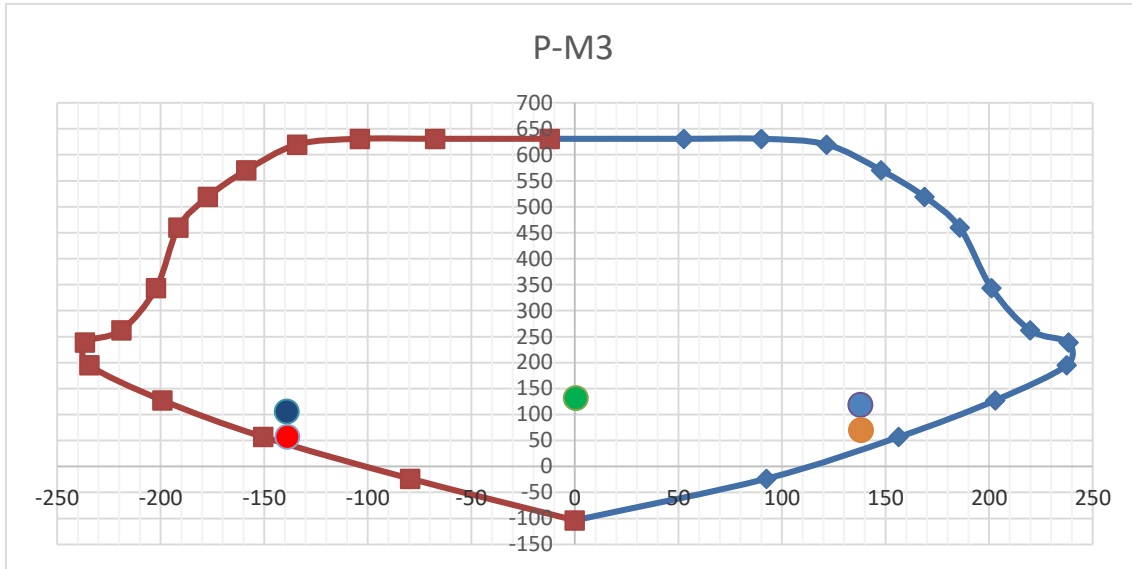


Figura 41. Diagrama de interacción columna reforzada.

En el capítulo 21 de la norma E.060 se dan las disposiciones para el diseño sísmorresistente de los elementos, para el caso de muros, en el artículo 21.9.5 se indica que el diseño por cortante debe ajustarse a la capacidad de flexión del muro con el fin de evitar una falla frágil, como se indicó en el marco teórico.

Aplicando la ecuación 21-5 se obtiene una nueva fuerza cortante de diseño. Para el caso de este elemento el valor de V_u será:

$$V_u = 28 \cdot \frac{203 \div 0.9}{138} = 45.76 \text{Ton}$$

Se puede comprobar que el nuevo valor de V_u es menor al cortante resistente ΦV_n .

Finalmente, en la figura 42 se muestra el detalle de la distribución del acero para el reforzamiento de la columna.

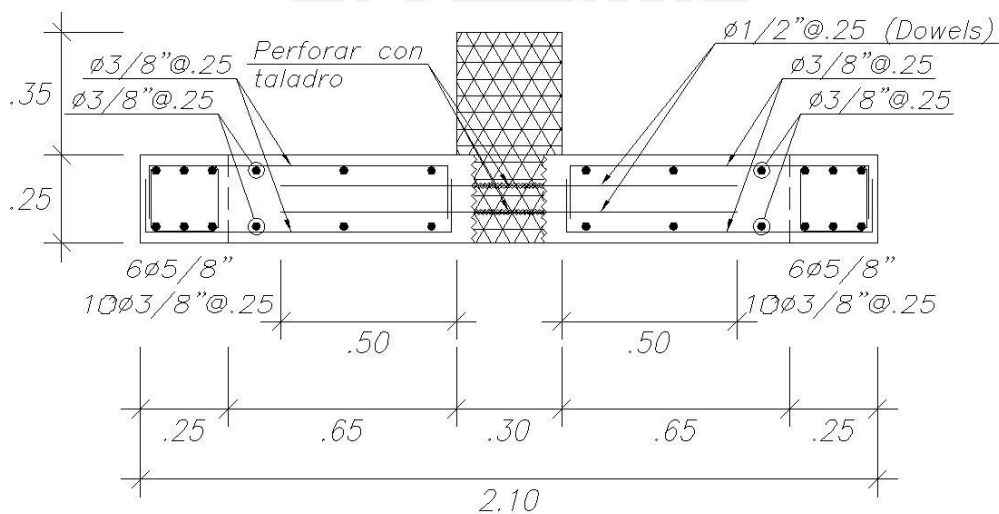


Figura 42. Detalle de distribución de acero para reforzamiento de columna.

4.2.4. Reforzamiento de cimentación.

En el capítulo 15 de la Norma E.060 se indican las recomendaciones para el diseño de cimentaciones. El cálculo del dimensionamiento de los elementos se trabaja con las cargas en servicio y el diseño con las cargas amplificadas.

Según los artículos 15.2.4 y 15.2.5 de la Norma E.060, para el cálculo de las dimensiones de las zapatas con cargas temporales, como el sismo, la capacidad admisible del suelo se puede incrementar en un 30% y las magnitudes de las cargas temporales reducirse al 80% de su valor original.

Tomando en cuenta esas consideraciones, el esfuerzo admisible máximo para cargas temporales será 31.20 Ton/m².

El proceso de ampliación de un nivel adicional en una edificación genera un incremento considerable en las cargas de la base de los elementos verticales y como consecuencia un incremento en los esfuerzos del suelo donde se apoya la cimentación.

Se presentará la verificación y reforzamiento de la zapata de la columna reforzada con aletas ubicada en la intersección de los ejes 1 y B. En la tabla 40 se muestran las cargas del elemento vertical en la base.

Tabla 40
Cargas en la base de columna reforzada

Carga	Axial (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)
Muerta	-70.5	0.18	0.56	0.74	0.25
Viva	-19.23	0.09	0.36	0.46	0.13
SismoY Max	-14.57	-27.31	-0.03	0.09	-138.52
SismoY Min	14.57	27.31	0.03	-0.09	138.52

Según el planteamiento original, la columna tiene dimensiones de 0.30m x 0.60m, y en la cimentación existente se consideró un volado uniforme de 0.75cm, generando una superficie rectangular de 1.80m x 2.10m, con un peralte de 0.60m.

Al considerar la inclusión de aletas adheridas a la columna, se tendrá que incrementar las dimensiones de la cimentación en la dirección de las aletas mediante la inclusión de volados que garanticen que los esfuerzos generados en el suelo sean menores a los máximos permitidos.

En la tabla 40 se puede observar que las magnitudes de los momentos flectores asociados a las cargas sísmicas, comparados con los valores de las cargas axiales de gravedad generan excentricidades, superiores a 1.0 m. Por ese motivo el dimensionamiento no se hará con la distribución trapezoidal ni triangular de presiones. Ya que con esos métodos para lograr valores de esfuerzos menores al máximo permitido se considerarían grandes volados (superiores a 1.50m), y en la etapa de diseño se generarían momentos flectores de diseño muy altos donde se necesitarían cantidades muy altas de acero distribuido.

El dimensionamiento de la zapata se hará con la distribución de presiones sugerida por Meyerhoff, donde las presiones se calculan en función de la carga axial y la excentricidad como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{2 \cdot L \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Con la inclusión de las aletas de concreto se tiene un muro de 2.10m de ancho y 0.25m de ancho, a partir de esas dimensiones se dan volados de 1.25m en la dirección longitudinal y 0.75m en la transversal, generando una zapata rectangular de 4.60m x 1.75m.

Para reducir el valor de la excentricidad se incrementa la carga axial considerando el peso de la zapata de concreto armado. La nueva fuerza axial en servicio será 103.25Ton, que asociada al momento sísmico reducido de 110.82 Ton.m genera una excentricidad de 1.07m. Con esos valores se obtiene una presión de 24.05 Ton/m², que es un valor menor al máximo admisible, de esta manera se acepta los valores de las dimensiones propuestas.

Para el cálculo del refuerzo requerido se trabajará con el diseño por resistencia, por eso se deben amplificar los valores de las cargas de la tabla 46 para hallar el esfuerzo de diseño. En la tabla 41 se muestran los esfuerzos amplificados para cada combinación de diseño.

Tabla 41
Combinaciones y esfuerzo de diseño de zapata de columna reforzada

Combinación	P (Ton)	Myy (Ton.m)	e (m)	Esfuerzo (Ton/m²)
MV	131.39	0.57	0.00	16.35
MVSY+	126.73	-138.05	1.09	29.91
MVSY-	97.59	139.00	1.42	31.84
MSY+	78.02	138.75	1.78	42.73
MSY-	48.88	-138.30	2.83	-24.85

Se puede observar que el esfuerzo amplificado asociado a la combinación MSY- resulta negativo, que significaría que se generan tracciones en la parte superior del elemento, por eso en el diseño por flexión se tendrá que considerar distribuir acero en la zona superior de la zapata que controle ese momento flector.

Tomando en cuenta la consideración de la necesidad del refuerzo superior, se incrementa el valor del peralte existente en 0.10m, entonces el peralte de diseño será 0.70m. Para ese peralte, el valor de la fuerza cortante resistente (ΦV_c) será 39.17Ton y la fuerza cortante última ubicada a una distancia "d" de la cara de las aletas (V_u) será 27.77Ton, menor al valor resistente.

El cálculo del acero requerido por flexión se hará considerando una distribución uniforme de los esfuerzos amplificados calculados en la tabla 41. En la tabla 42 se muestran los esfuerzos y cargas para el diseño del acero de la zapata en la dirección longitudinal. En la dirección trasversal se distribuirá el acero mínimo por flexión (0.0018bd).

Tabla 42

Diseño por flexión - cimentación de columna reforzada

σ (Ton/m ²)	Mu (Ton.m)	As req (cm ²)	As distribuido	Φ Mn (Ton.m)
42.73	33.38	14.91	$\Phi 3/4 @ .15m$ (inf)	42.06
-24.85	-19.41	8.56	$\Phi 1/2 @ .15m$ (sup)	-19.51

En las figuras 43 y 44 se muestran los detalles para el refuerzo de la cimentación existente. Es importante que el acero de refuerzo ancle en el concreto existente, por eso se sugiere escarificar 0.10m en la zapata, dejar la superficie rugosa y mediante el uso resinas epóxicas garantizar el anclaje de las varillas de refuerzo.

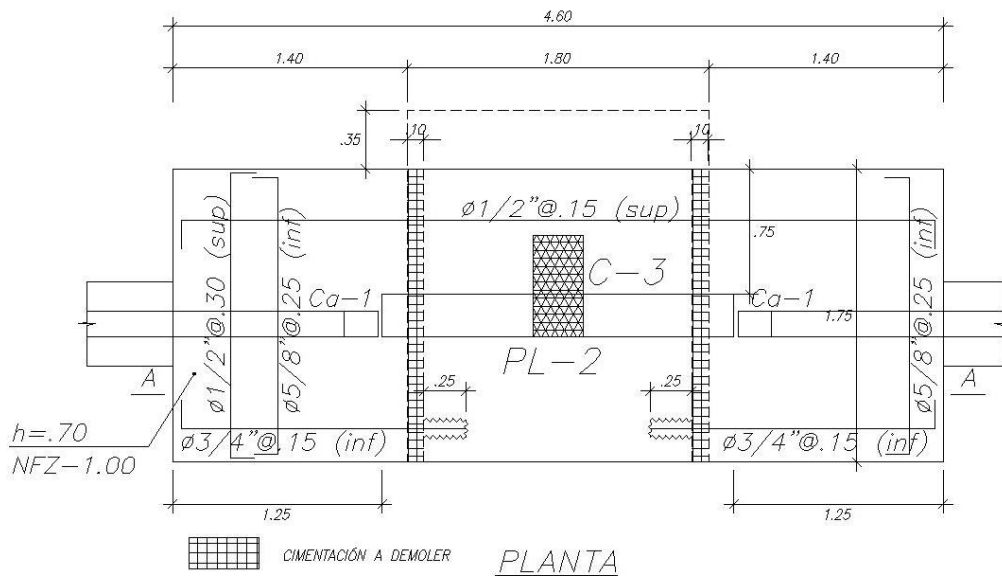


Figura 43. Distribución de acero en planta zapata de columna reforzada.

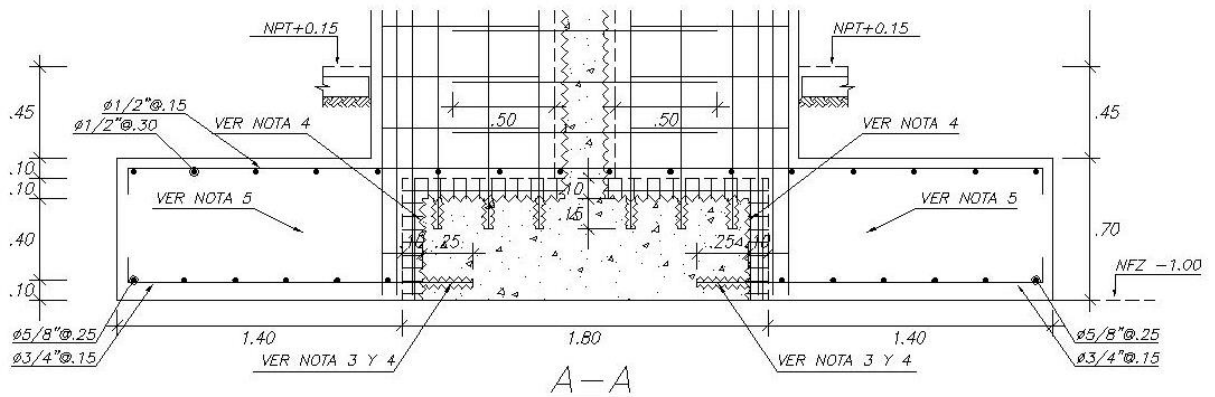
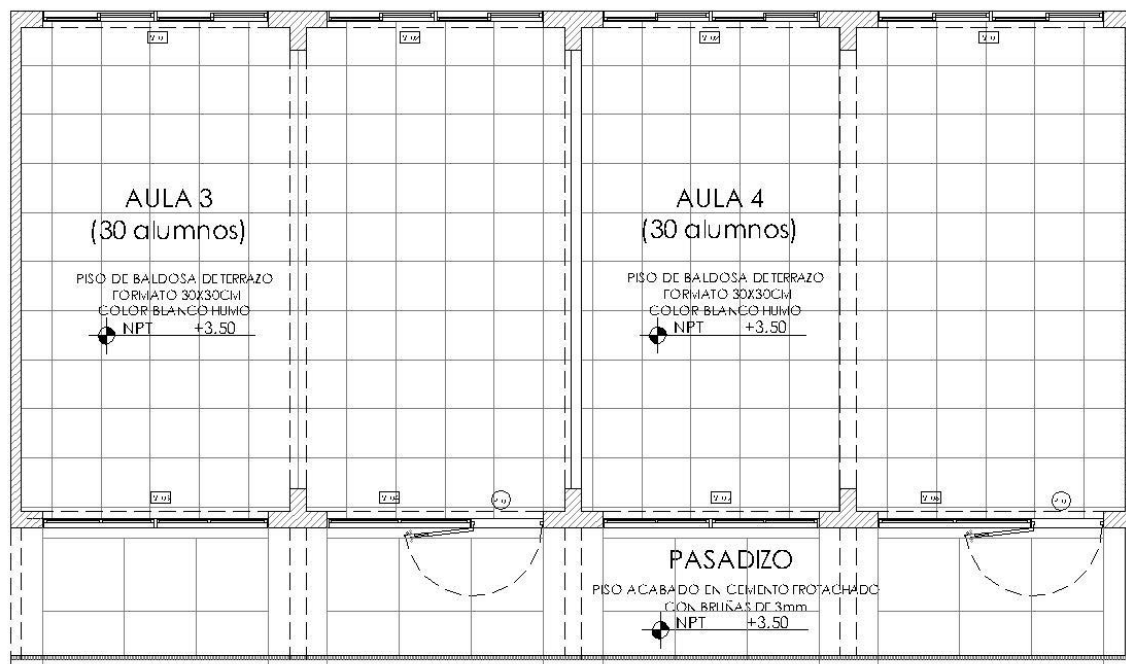


Figura 44. Distribución de acero en elevación de zapata de columna reforzada.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA NUEVA

Luego de haber analizado la propuesta que involucra el reforzamiento de la institución educativa, se plantea una alternativa que consiste en demoler el módulo existente de dos niveles y construir una estructura que cumpla las mismas funciones de la primera propuesta.

La arquitectura se concibe sobre una planta rectangular en la que se proyectarán tres niveles en los que cada uno estará formado por dos aulas y un pasadizo como se muestra en la figura 45.



PLANTA 2

Figura 45. Planta típica de arquitectura.

Se definen también dos direcciones para el análisis, la longitudinal que será paralela al pasadizo y la transversal que será la perpendicular.

5.1. Estructuración

Se usarán losas aligeradas de 0.20m de peralte que se apoyarán en vigas peraltadas ubicadas en el perímetro, a la vez estos elementos se apoyarán en columnas o muros que transmitirán las cargas de gravedad a la cimentación. Todas las vigas tendrán un peralte de 0.60 m.

El sistema sismorresistente para cada dirección de análisis será de muros estructurales de concreto armado. Para la dirección transversal se considerarán las dos placas ubicadas en los extremos del edificio; mientras que para la longitudinal el aporte a la rigidez del edificio serán los 0.90m de las secciones Tee.

5.2. Análisis sísmico

Se genera un modelo pseudo tridimensional en el programa ETABS con las mismas consideraciones indicadas en los análisis previos y respetando la estructuración planteada inicialmente (figuras 46 y 47).

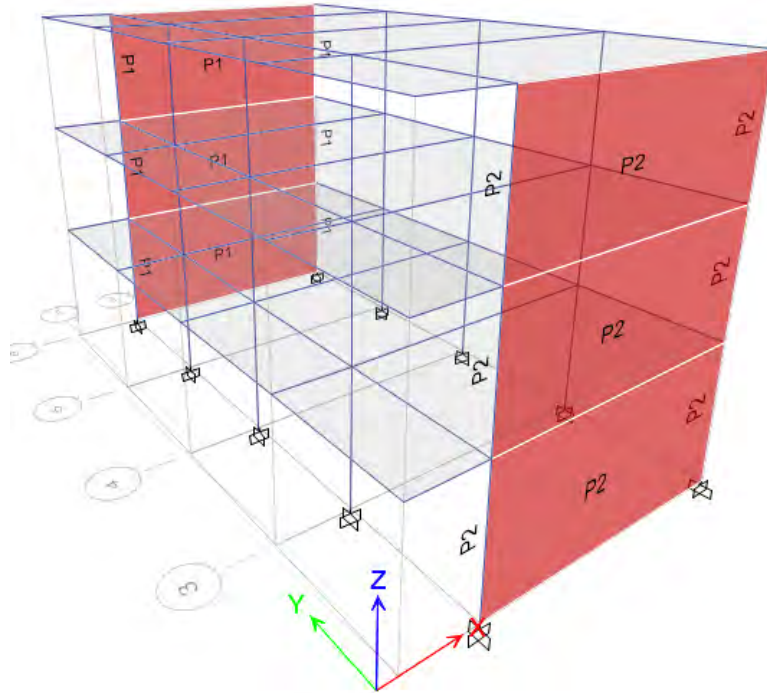


Figura 46. Modelo 3D – Estructura Nueva

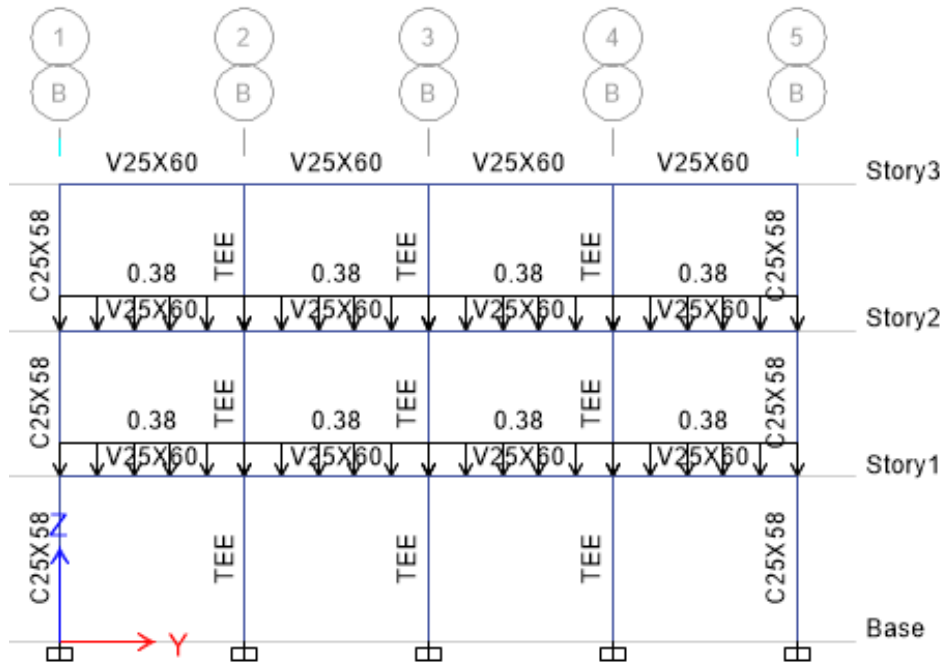


Figura 47. Elevación eje B – Estructura Nueva

El análisis dinámico se trabajará con los parámetros indicados en la tabla 43, y se generará un espectro de pseudo aceleraciones en cada dirección como se indicó en el marco teórico.

Tabla 43
Parámetros asumidos Análisis Sísmico – edificio nuevo

Z	0.45
U	1.5
S	1.05
R _{ox}	6
R _{oy}	6

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas depende de los factores de irregularidad en planta y altura, se mencionó previamente que para las características de esta edificación no se permiten irregularidades.

En la tabla 9 de la norma E030 se presentan los tipos de irregularidades en planta y las condiciones mínimas que se tienen que cumplir. Se verificará que el edificio no cuente con Irregularidad Torsional.

Para realizar esa verificación se tienen que calcular las derivas máximas de cada planta incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), así como las derivas en los centros de masa (Δ_{CM}). La estructura es irregular si el cociente entre la deriva máxima y la del centro de masa es superior a 1.2 y a la vez la deriva máxima es superior al 50% de la máxima indicada por la norma. En las tablas 44 y 45 se presenta el resumen de la verificación de irregularidad torsional para la estructura nueva.

Tabla 44
Verificación de Irregularidad Torsional en dirección transversal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM U _x	Deriva Máxima U _x	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	U _x (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DX	0.004	10.45	0.445	0.52	7.00	NO	1.17	REG
PISO 2	DX	0.003	7.10	0.475	0.70	7.00	NO	1.48	REG
PISO 1	DX	0.001	3.75	0.342	0.54	7.00	NO	1.58	REG

Tabla 45
Verificación de Irregularidad Torsional en dirección longitudinal

Desplazamientos en Centro de Masa				Deriva CM U _y	Deriva Máxima U _y	Deriva Permitida	Condición		
Piso	Carga	U _y (m)	Z (m)	(Delta/h) *1000	(Deriva Max) *1000	(Deriva Max Norma) *1000	Mayor a 50% Permitido	Δ_{max}/Δ_{cm}	
PISO 3	DY	0.036	10.45	2.39	2.46	7.00	NO	1.03	REG
PISO 2	DY	0.028	7.10	4.07	4.15	7.00	SI	1.02	REG
PISO 1	DY	0.014	3.75	3.77	3.81	7.00	SI	1.01	REG

Se puede verificar que la estructura no presenta irregularidad torsional, tampoco tiene discontinuidades ni esquinas entrantes por lo que se puede concluir que es regular en planta. Así mismo se puede apreciar que no se presentan cambios bruscos de masa, resistencia de los materiales ni rigidez de las secciones transversales, por lo que también se puede concluir que no se presenta irregularidad en altura.

El objetivo del análisis sísmico es verificar que la estructura cumpla con los requisitos de rigidez (control de desplazamientos) y finalmente hallar las magnitudes de las cargas sísmicas que se utilizarán en el diseño. La fuerza cortante sísmica mínima de la estructura debe ser al menos el 80% del valor del análisis estático.

El factor de escala para definir la carga sísmica de diseño se obtiene a partir del cociente del 80% de la fuerza cortante en la base del análisis estático sobre el valor de la cortante en la base del análisis dinámico, y ese valor no tiene que ser menor a 1.00 (tabla 46).

Tabla 46
Resumen carga de diseño sísmico – edificio nuevo

	Periodo	% Masa	C	V estática	V dinámica	80% Vest	f
Txx	0.111	89	2.500	132.87	116.07	106.3	1.00
Tyy	0.295	83	2.500	132.87	123.54	106.3	1.00

5.3. Diseño en concreto armado

En el diseño y verificación por axial, cortante y flexión de las secciones de concreto armado se utilizarán las expresiones de la norma E060 para el diseño por resistencia o capacidad indicadas en el marco teórico.

5.3.1. Diseño de losas aligeradas

Para el diseño de las losas aligeradas se consideró viguetas de concreto de 0.20m de peralte y 0.10m de ancho, separados cada 0.40m. Solo se consideró cargas de gravedad (combinación última 1.4CM + 1.7CV) para la obtención de momentos flectores y fuerzas cortantes de diseño. En las zonas donde la carga viva es mayor o igual a 300Kg/m² (pasadizos) se consideró alternancia de carga para obtener valores máximos.

Como ejemplo se tomará el elemento más cargado, en este caso una vigueta ubicada en la zona de pasadizos del techo del primer piso. Las cargas consideradas son:

Carga muerta (peso propio + acabado): 400Kg/m²

Carga viva (pasadizos): 400Kg/m²

Considerando alternancia de cargas se obtuvo los diagramas de fuerza cortante y momentos últimos como se muestran en las figuras 48 y 49.

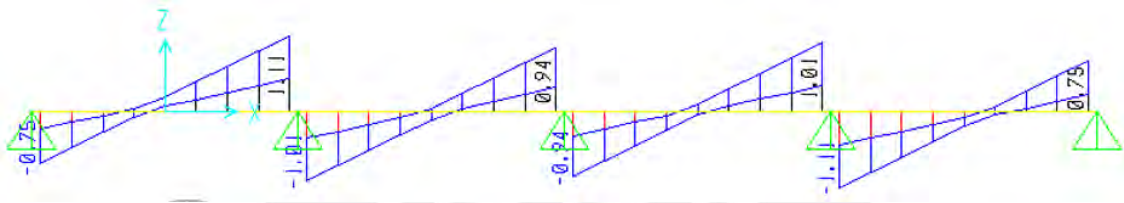


Figura 48. Diagrama de fuerza cortante último. Losa de pasadizo – Edificio nuevo

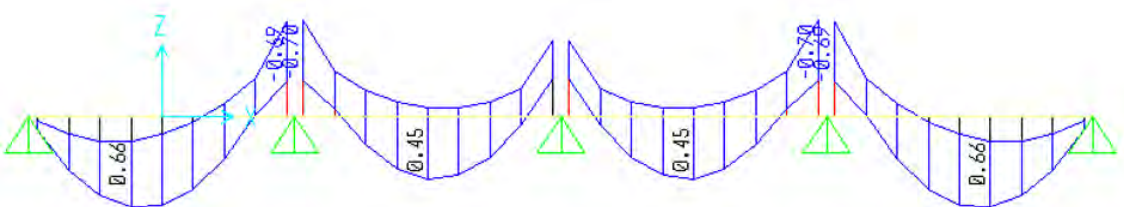


Figura 49. Diagrama de momento flector último. Losa de pasadizo – Edificio nuevo.

El valor del cortante último de diseño se obtiene en el diagrama de fuerza cortante y será el máximo valor ubicado a una distancia “d” de la cara de los apoyos. Si el cortante último fuese mayor al cortante resistente se utilizará ensanches en las viguetas.

Para esta vigueta el valor de cortante máximo V_u es 1.07Ton y el cortante resistente ΦV_c es 1.22Ton, por lo que no es necesario utilizar ensanches.

Para el diseño por flexión se consideró colocar una cantidad de acero mínima necesaria para que el valor del momento nominal de la sección multiplicado por el factor de reducción sea mayor al valor de los momentos últimos en cada sección a analizar. En la tabla 47 se muestran los valores de momentos últimos positivos y negativos comparados con los valores de momentos resistentes.

Tabla 47
Verificación diseño por flexión en losas – edificio nuevo

Mu Max	As colocado	ΦM_n	
+0.66 Ton.m	2 Φ 3/8"	+0.89 Ton.m	Cumple
-0.70 Ton.m	2 Φ 3/8"	-0.82 Ton.m	Cumple

5.3.2. Diseño de vigas de concreto

Debido a la estructuración planteada, las vigas distribuidas en el eje transversal reciben sólo cargas de gravedad de las losas y no reciben carga sísmica ya que esta se distribuye en las placas de los extremos de las aulas; mientras que en el eje longitudinal las vigas sí tienen demanda de carga sísmica.

Se presentará el diseño de la viga más cargada por gravedad (V-203), que es la ubicada en el eje intermedio que adicionalmente de cargar la losa aligerada es apoyo del tabique divisorio. Adicionalmente se hará el diseño de la viga (V-101) sometida solo a carga sísmica, donde adicionalmente verificará en el diseño por cortante que se garantice una falla dúctil, diseño por capacidad.

Viga V-203 (0.25x0.60)

Se presentan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores (figura 50 y 51), que servirán para el cálculo de la distribución de estribos, acero longitudinal y bastones adicionales.

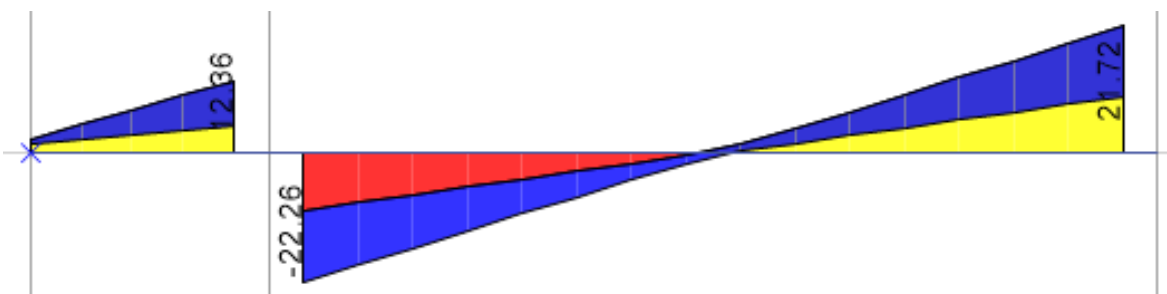


Figura 50. Envoltente de fuerza cortante viga V-203

Para una sección de 0.25x0.60m la resistencia al corte ΦV_n tiene un valor de 29.45Ton, el valor máximo de cortante a una distancia "d" de la cara de los apoyos V_u es 20.76Ton, valor menor a la resistencia del elemento. A pesar que el elemento no recibe carga sísmica del análisis es importante confinarlo ya que en caso fallasen los otros elementos resistentes, este elemento tomaría carga sísmica.

Considerando las exigencias del capítulo 21 se colocó 1 estribo $\Phi 3/8"$: 1@.05, 10@.125, rto@.25 c/ext.

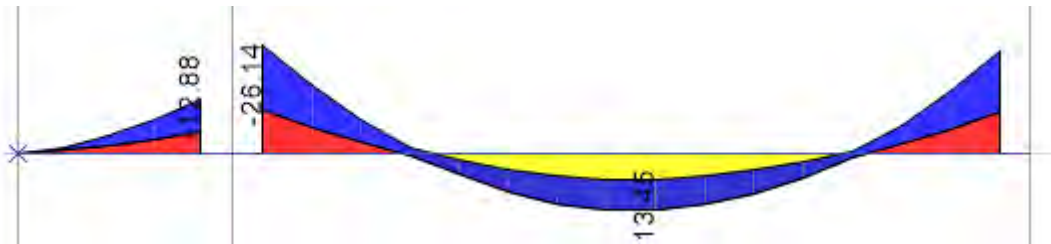


Figura 51. Envoltura de momento flector viga V-203

Se colocaron dos varilla de $\Phi 3/4"$ en todo el desarrollo de la viga. Para el refuerzo superior, el momento negativo máximo es de -26.14Ton.m, que requiere 14.69cm^2 de área de acero, se colocaron 3 bastones de $\Phi 3/4"$, que sumados al acero corrido generan una cantidad de 14.20cm^2 que dan un momento resistente $\Phi M_n=25.40\text{Ton.m}$ (un déficit de 2.8%, un valor aceptable que será compensado en la distribución del acero inferior).

Para el refuerzo inferior el momento positivo máximo es de 13.45Ton.m, que requiere una cantidad de 7.02cm^2 de área de acero, se colocaron 2 bastones de $\Phi 5/8"$ que sumados al acero corrido hacen 9.68cm^2 con un momento resistente $\Phi M_n=18.092\text{Ton.m}$.

Finalmente en la figura 52 se presenta el resultado del diseño de la viga V-203.

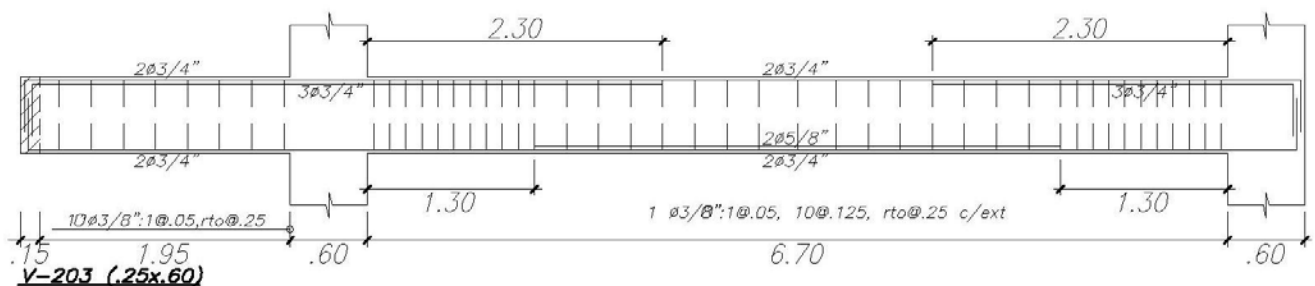


Figura 52. Desarrollo Viga V-203

Viga V-101(0.25x0.60)

Esta viga recibe cargas sísmicas en todo su desarrollo, se presentará el diseño del tramo más cargado así como la verificación por capacidad. Por eso primero se realizará el diseño por flexión.

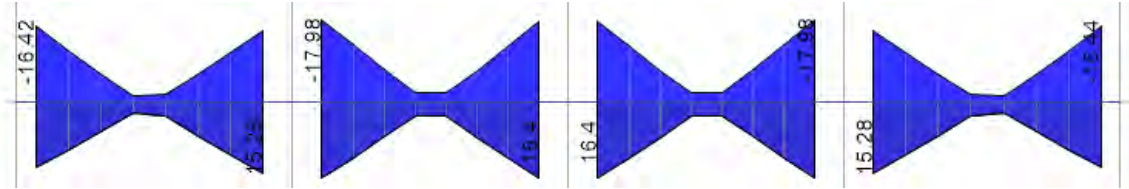


Figura 53. Envolvente de momento flector viga V-101

Se puede apreciar que las magnitudes de los momentos flectores máximos positivos y negativos tienen valores muy cercanos en las secciones del 2do, 3er y 4to apoyo (figura 53). Por ese motivo se hará un mismo diseño por flexión para esas secciones, considerando un valor de demanda $M_u=17.98$, que requiere 9.61cm^2 de acero de refuerzo. Las secciones se reforzarán con 2 varillas $\Phi 5/8$ corridas y 2 bastones de $\Phi 3/4$, que generan un $\Phi M_n=18.10\text{Ton.m}$.

El diseño por cortante se hará considerando las disposiciones del capítulo 21.4 de la Norma E060, que indica que el cortante de diseño será el máximo entre el valor obtenido a "d" de la cara del envolvente de cortantes o la cortante calculada con la expresión del artículo 21.4.3 que considera momentos nominales M_n y el cortante isostático asociado solo a cargas de gravedad (figura 54).

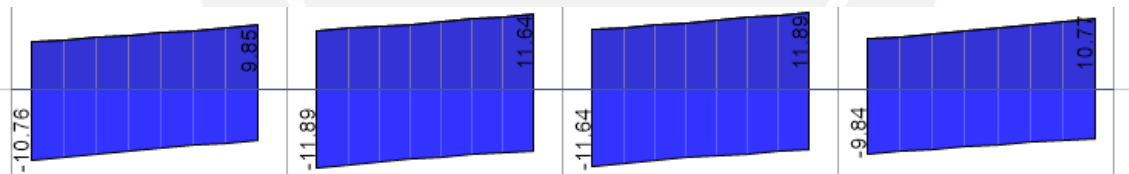


Figura 54. Envolvente de fuerzas cortantes viga V-101

El valor máximo de fuerza cortante es de 11.81Ton , mientras que el de la norma es 13.53Ton , que será el cortante a considerar para el diseño. Ambos valores son muy inferiores a $\Phi V_n=29.45\text{Ton}$, calculado previamente. Pero al ser una viga con alta demanda sísmica se tendrá que confinar en una longitud no menor a 2 veces el peralte como se indica en 21.4.4.4 de la norma E060.

Considerando esas exigencias se colocó 1 estribo $\Phi 3/8$: $1@.05$, $10@.125$, $rto@.25$ c/ext.

En la figura 55 se presenta el diseño de un tramo de la viga V-101.

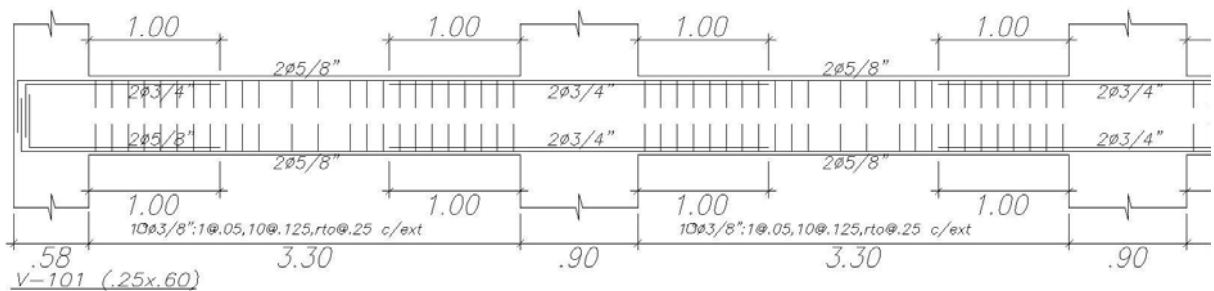


Figura 55. Desarrollo viga V-101

5.3.3. Diseño de placas de concreto

Se presenta el diseño de la placa PL-1 ubicada en el eje transversal al extremo de las aulas, se puede observar que este elemento tiene en sus extremos dos aleros perpendiculares, estos elementos fueron colocados para que las vigas puedan desarrollar momento flector al conectarse con la placa de manera que la estructura sea más rígida ante sismos en la dirección longitudinal.

El sismo en la dirección X-X generará demanda de cortante y flexocompresión en la dirección de la placa: mientras que el sismo en la dirección Y-Y lo hará en los aleros de la placa. A continuación, se presentan las combinaciones de carga con los valores máximos para considerar en el diseño a flexocompresión (tabla 48).

Tabla 48
Combinaciones de carga placa PL-1

Combinación	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
MV	127.3	-14.67
MV SX+	109.99	-415.96
MSX+	66.29	-422.07
MV SX-	109.63	440.56
MSX-	65.93	434.443

Para la distribución del acero horizontal y vertical la norma en los artículos 14.3.1 y 11.10.10 indica la cuantía mínima necesaria para muros, y esto depende de la capacidad a cortante ΦV_c de la placa y del cortante V_u .

La placa tiene un V_u de 61Ton y un ΦV_c de 62 Ton, por lo que la cuantía mínima de acero horizontal a colocar será $\rho_h=0.0025$, equivalente a una malla horizontal de $\Phi 3/8$ espaciados cada 0.25m, así se tendrá un $\Phi V_n=154$ Ton. El acero vertical tendrá la misma distribución que el acero horizontal.

Se distribuyó el acero en la placa como se muestra en la figura 56.

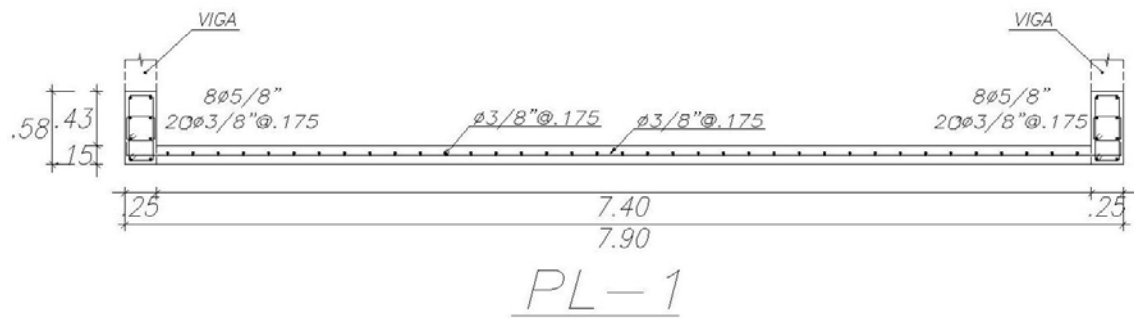


Figura 56. Distribución de acero en placa PL-1

Se muestra el diagrama de interacción asociado a la distribución de acero vertical en la placa PL-1 (figura 57).

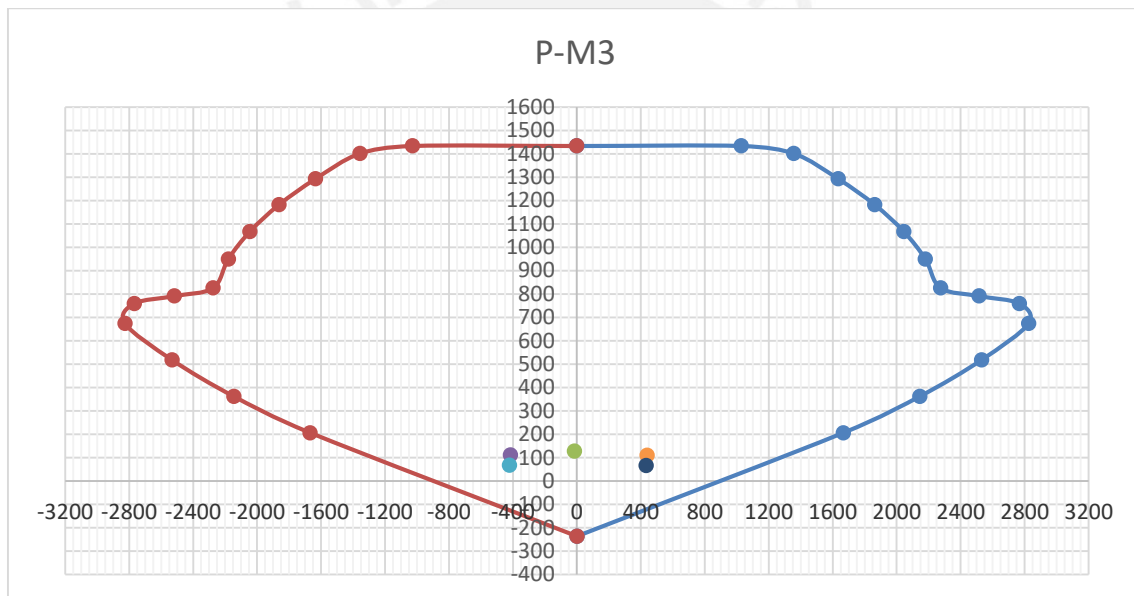


Figura 57. Diagrama de interacción placa PL-1

Se observa que los puntos (axial; momento flector) resultado de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo tanto, se puede concluir que la resistencia a flexocompresión de la placa con el acero colocado, satisface las solicitudes requeridas.

En el artículo 21.9.5 de la norma E060 se dan disposiciones adicionales para el diseño de muros, con el fin de desarrollar ductilidad ante una respuesta sísmica inelástica. El cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad de flexión del muro y esto es definido por la ecuación 21-5 de la norma.

Aplicando la ecuación 21-5 el cortante de diseño V_u será 135Ton, que es menor al ΦV_n del muro, de esta manera se garantiza una falla dúctil.

5.3.4. Diseño de cimentación

Se trabajarán con las mismas propiedades mecánicas para el suelo citadas en el capítulo anterior, así como los mismos principios para dimensionamiento y diseño de los elementos.

Se realizará el diseño de la zapata de la placa PL-1 y de una columna C-1, ambas tienen distintas características respecto a la magnitud de cargas que reciben.

Zapata placa PL-1

Debido a la estructuración planteada esta placa recibe fuerte carga sísmica que generará altas excentricidades en la cimentación, por ese motivo para el dimensionamiento de la zapata se trabajará con la distribución de presiones sugerida por Meyerhoff.

En la tabla 49 se muestra el resumen de cargas generadas en la base de la placa.

Tabla 49
Cargas en la base Placa PL-1

Carga	Axial (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)
Muerta	73.46	-2.29	0.55	0.66	6.87
Viva	14.39	-0.99	0.08	0.09	2.97
SismoX Max	0.18	-56.89	-0.09	0.17	-428.26
SismoX Min	-0.18	56.89	0.09	-0.17	428.26

Se pre dimensiona la zapata con volados de 1.0m en la dirección longitudinal de la placa y 0.5m en la transversal, así se tiene un largo de 9.90m y un ancho de 1.15m; considerando inicialmente esas dimensiones y un peralte de 0.60m se calcula el peso de la cimentación para así aumentar la carga axial y reducir las excentricidades generadas por el sismo en la dirección X.

La fuerza axial en servicio considerando el peso de la cimentación será 104 Ton, que asociada al momento sísmico de 428.26 Ton.m genera una excentricidad de 3.28 m, con esos valores se obtiene una presión de 27.21Ton/m² que es un valor menor, pero cercano al máximo admisible por lo que se puede aceptar el planteamiento dimensional propuesto.

El diseño en concreto armado se hará por resistencia, por lo que es necesario amplificar las cargas para hallar el valor del esfuerzo de diseño. En la tabla 50 se muestran los esfuerzos de diseño para cada combinación.

Tabla 50
Combinaciones y esfuerzo de diseño para cimentación placa PL-1

Combinación	P (Ton)	Myy (Ton.m)	e (m)	Esfuerzo (Ton/m ²)
MV	127.31	14.67	0.12	11.45
MVSX+	109.99	-415.96	3.78	40.93
MVSX-	109.63	440.56	4.02	51.17
MSX+	66.29	-422.08	6.37	-20.34
MSX-	65.93	434.44	6.59	-17.49

Se puede observar que el esfuerzo amplificado asociado a la combinación MSX+ tiene un valor negativo, esto significa que se estarían generando tracciones, por lo que en el diseño por flexión se tendrá que considerar distribuir acero en la zona superior de la zapata que controle ese momento flector.

El diseño de la zapata se realizó garantizando que la fuerza cortante última (V_u) ubicada a una distancia “d” de la cara de la placa sea menor que la resistencia al corte (ΦV_c), obtenido a partir de 15.3.3 de la norma E060, debido a que no se utilizan estribos en la zapata.

Con un peralte de 0.60 m se tiene un $\Phi V_c = 32.64$ Ton y a una distancia $d=0.50$ m se tiene un cortante $V_u = 20.46$ Ton. Se puede verificar que no es necesario aumentar el peralte ya que $V_u < \Phi V_c$.

Cuando el dimensionamiento y diseño se hace debido a cargas axiales es recomendable hacer una verificación adicional por punzonamiento, en este caso las cargas que generan mayor demanda son los momentos flectores sísmicos por lo que no se hará la verificación por punzonamiento.

Se distribuirá una cuantía mínima por flexión de $0.0018bd$, para un peralte de 0.60m cumple con una distribución de varillas de $\Phi 5/8"@0.20m$ que generan un $\Phi M_n=18.45$ Ton.m.

El momento último de diseño, M_u , se calculará considerando una distribución uniforme, de las presiones amplificadas calculadas en la tabla anterior.

En la tabla 51 se muestran los valores de M_u para cada caso así como el acero distribuido y el ΦM_n para un volado de 1.0m.

Tabla 51
Diseño por flexión - cimentación placa PL-1

σ_u (Ton/m ²)	M_u (Ton.m)	As req (cm ²)	As distribuido	ΦM_n (Ton.m)
51.17	25.59	14.00	$\Phi 3/4"@.20m$ (inf)	25.94
-20.34	-10.17	5.45	$\Phi 1/2"@.20m$ (sup)	10.16

Finalmente se presenta el resultado del diseño en la figura 58.

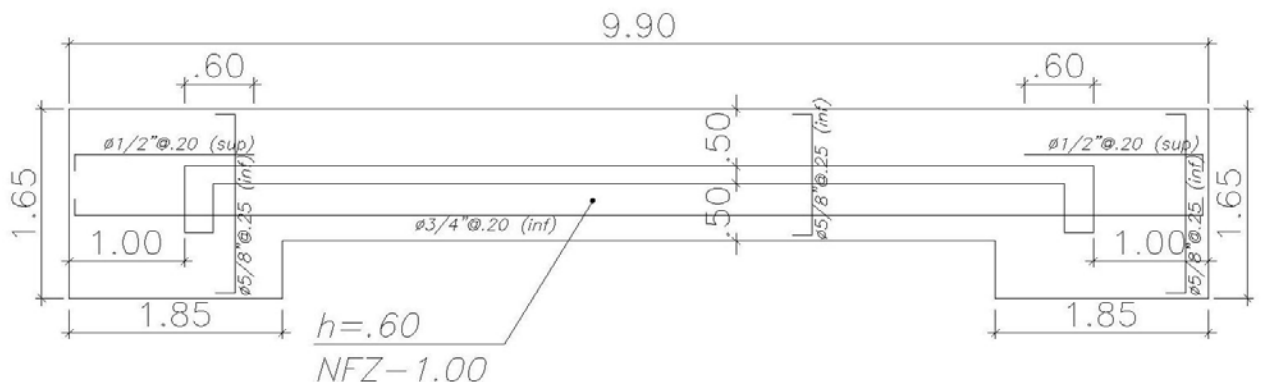


Figura 58. Distribución de acero en planta – Zapata PL-1

6. COMPARACIÓN ENTRE AMBAS PROPUESTAS

Las dos propuestas consideradas para el diseño (primera alternativa de reforzamiento y propuesta de demolición) tienen en común el planteamiento de los sistemas estructurales sismorresistentes en las dos direcciones del análisis, muros de corte, con periodos fundamentales de vibración y fuerzas cortantes basales de diseño en la dirección longitudinal muy similares (tablas 16 y 46).

Las derivas máximas de entrepiso (tablas 15 y 45) para el sismo en la dirección longitudinal en ambas propuestas no superan el 4.5%.

Se elaboró los presupuestos de las especialidades de arquitectura y estructuras para ambas propuestas. Los metrados han sido realizados de acuerdo a los planos que forman parte de este trabajo. Los resultados detallados asociados al presupuesto para la construcción de ambas propuestas se pueden encontrar en los anexos adjuntos.

El presupuesto de la especialidad de estructuras de la propuesta de reforzamiento tiene un costo de S/. 239 532; mientras que la propuesta que considera la demolición y construcción de un nuevo módulo, S/. 307 532. La primera propuesta representa el 78% del costo de la segunda.

Para la construcción de la primera propuesta se necesitan 110.67 m³ de concreto y 6012.60 Kg de acero; mientras que para la segunda (edificio nuevo) 704.36 m³ de concreto y 13221.65 Kg de acero. Se puede observar que para el reforzamiento en la primera propuesta se necesita una cantidad muy inferior de concreto, esto debido a que se priorizó realizar la menor cantidad de intervenciones posibles en el diseño del reforzamiento.

En la construcción de proyectos nuevos un ratio comparativo para los materiales es el del cociente de la cantidad de Kg de acero entre los m³ de concreto armado de toda la edificación. Para el caso de la segunda propuesta se tiene un ratio de 18.77 Kg/m³, un valor cercano al de proyectos típicos similares (20.0Kg/m³).

A nivel de demoliciones en la primera propuesta se demolió un total de 8.36 m³ de concreto armado; mientras que en la segunda 55.50m³, que representa todo el módulo existente.

7. CONCLUSIONES

- Luego de haber desarrollado el análisis de cada propuesta de reforzamiento y la de demolición. Según el análisis de costos la primera alternativa es más económica, pero al representar el 78% de la alternativa de edificación nueva, superior al 50% lo más práctico sería demoler la edificación y realizar una nueva.
- Este documento es un trabajo sobre el estudio de la ampliación de una edificación esencial y regular; y se trata un problema típico que se presenta cuando se hacen proyectos de consultoría para la elaboración de expedientes técnicos a nivel de perfil y ejecución de obra de instituciones educativas.
- El módulo existente, en su configuración original presenta deficiencias estructurales de rigidez lateral en la dirección longitudinal y de resistencia en la dirección transversal. Por eso se consideró importante realizar diversas alternativas de reforzamiento que ayuden a mejorar el comportamiento de la edificación.
- Los muros de albañilería armados de cabeza en la dirección transversal no cumplían con los requisitos de resistencia mínima al corte para la ampliación de un nivel. Por eso se consideró cambiar el sistema estructural por dos muros de corte en los extremos de las aulas.
- Se optó por separar los muros de albañilería existentes en los extremos de las aulas de la edificación existente y utilizarlos como encofrado para la construcción de las nuevas placas de concreto armado.
- Se estudiaron tres alternativas de reforzamiento para mejorar la rigidez lateral en la dirección longitudinal y la deficiencia en resistencia de la dirección longitudinal. La primera alternativa consistía en la inclusión de aletas en ambos lados de las columnas centrales ubicadas en las aulas, en la segunda se rellenaba tabiquería entre las columnas existentes cerrando dos paños en cada eje longitudinal y la tercera mediante la inclusión de arriostres de acero en diagonal generando pórticos concéntricos.
- Todas las propuestas solucionan los problemas de la deficiencia de rigidez lateral, pero la primera alternativa es la que genera menos impacto a nivel de arquitectura.
- Se elaboraron los planos estructurales con los respectivos detalles constructivos para la propuesta de reforzamiento seleccionada y para la alternativa de nueva edificación.

8. BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI Committee 440.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318 - 14.
- Astorga Mendizábal, M., & Aguilar Velez, R. (2005). *Evaluación del riesgo sísmico en edificaciones educativas peruanas*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de posgrado, Lima.
- Blanco Blasco, A. (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*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de posgrado, Lima.
- Calagua Mendoza, F. (2009). *Estudio del reforzamiento estructural del centro educativo Fermín del Castillo*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de posgrado, Lima.
- De Paula Machado, A. (2002). *Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Editora PINI.
- Hawkins, N., & Mitchell, D. (s.f.). *SP-053: Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*. American Concrete Institute.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). (2009). *Lecciones Aprendidas del Sur - Sismo de Pisco, 15 de agosto 2007*. Lima: INDECI.
- León, H., & Quintana, Ú. (2004). *Evaluación del desempeño sismorresistente de los colegios peruanos modernos*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de posgrado, Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.070. Albañilería*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Morales, R. (1998). Reparación y reforzamiento de elementos estructurales existentes. En C. P. ACI, *Evaluación y reparación de estructuras*. Lima.
- Muñoz, A. (2009). *Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Muñoz, A., Quiun, D., & Tinman, M. (2004). Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Perú. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver: Canadian Association for Earthquake Engineering.

- Ottazzi, G. (2012). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Reglamento Nacional de Construcciones. (1977). *Norma Básica de Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda y Construcción.
- Reglamento Nacional de Construcciones. (1997). *Norma Técnica de Edificaciones E.030. Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2003). *Norma Técnica de Edificaciones E.030. Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.020. Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.050. Suelos y Cimentaciones*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.090. Estructuras Metálicas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009). *Norma Técnica de Edificaciones E.060. Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2016). *Norma Técnica de Edificaciones E.030. Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- San Bartolomé, A. (1994). *CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERÍA - Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural*. Lima: Fondo Editorial PUCP.