

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

ANÁLISIS COMPARATIVO DE TRES TIPOS DE REFUERZO
ESTRUCTURAL PARA PABELLONES DE AULAS DE
LOCALES ESCOLARES DE DOS PISOS Y TRES AULAS POR
PISO

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Santiago Jesús Gameros Moncada

Asesor: Ing. Juan Antonio Tomás Blanco Blasco

Lima, noviembre de 2015

Resumen

Es indispensable que las estructuras existentes no colapsen para sismos severos y no tengan demasiados daños para sismos moderados, especialmente los colegios que albergan muchas personas en horas de clase. Por otro lado, en un país en vías de desarrollo no siempre hay la posibilidad económica de demoler una estructura mal diseñada para construir una moderna, motivo por el cual se realizan estudios de reforzamiento de edificaciones existentes y más aún si estas edificaciones son de características similares, ya que se puede aplicar el mismo tipo de refuerzo en varios casos.

En el año 1992 el gobierno peruano forma el Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y Salud (INFES) e inicia un programa de construcción masiva de locales escolares diseñados con los criterios sismorresistentes de la época. Desafortunadamente la norma peruana de entonces subestimaba los desplazamientos laterales en la estructura producidos por los sismos y se diseñaron modelos de locales escolares con poca rigidez lateral en la dirección longitudinal.

Para la Costa del Perú, el modelo de pabellones de aulas se le conoce como: “colegio tipo modular 780 pre”, habiéndose construido un importante número de locales escolares entre 1993 y 1996, con modelos similares en la región Sierra.

Posteriormente, en el año 1996, ocurrió el terremoto de Nazca ($M_w = 7.7$) y algunos colegios que habían sido recientemente construidos sufrieron daños. Se revisaron los daños y se comprobaron los desperfectos en la norma y el diseño de los colegios. En el año 1997, se modificó la norma sismorresistente y se diseñaron colegios aptos para resistir sismos de gran tamaño. No obstante, el INFES ya había construido una cantidad considerable de colegios con la norma antigua y no se hizo un plan de reforzamiento de estos. Sin embargo, existen estudios enfocados al reforzamiento de estos colegios, basándose en criterios técnicos y económicos pero sin una sinergia entre estos que permitan su aplicación masiva por zonas.

Esta tesis se enfoca en comparar tres alternativas de refuerzo a estos colegios, considerando el proyecto de norma de diseño sismorresistente del año 2014 y los trabajos necesarios para así, en cada proyecto, estimarse un costo de intervención. Los refuerzos a considerar son los siguientes:

- Colocación de aletas de concreto armado
- Cierre de paños con albañilería
- Arriostres laterales entre columnas.

FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



PUCP

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

Título	"ANÁLISIS COMPARATIVO DE TRES TIPOS DE REFUERZO ESTRUCTURAL PARA PABELLONES DE AULAS DE LOCALES ESCOLARES DE DOS PISOS Y TRES AULAS POR PISO".
Área	Estructuras
Asesor	Ing. Juan Antonio Tomás Blanco Blasco
Alumno	Santiago Jesús Gameros Moncada
Código	2010.1557.412
Tema N°	3 + 2-
Fecha	1-07-2015



Dentro de la historia del comportamiento sísmico de locales escolares peruanos, se tiene malas experiencias en pabellones de aulas de dos y tres pisos, estructurados con pórticos en la dirección longitudinal y con el efecto de columna corta.

Es necesario estudiar opciones de reforzamiento de estas estructuras, por lo que se plantea como Tesis, el realizar un estudio sobre tres posibles tipos de reforzamiento de los locales más abundantes, que son los ubicados en la Costa, con suelos blandos en la cimentación, de dos pisos, con tres aulas por piso, denominados sistemas INFES 780 o similares.

Por tanto, el tema considera el estudio y comparación de tres opciones de reforzamiento, con muros de ladrillo, con elementos diagonales de acero o con otra técnica que el alumno encuentre revisando bibliografía nacional.

El estudio implica análisis y diseño, con comparaciones de costos.

OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo principal es que el alumno analice y diseñe opciones de reforzamiento de estas estructuras y pueda determinar ventajas o desventajas comparativas entre las opciones de refuerzo.

NOTA .Extensión :máxima: 100 páginas.



Dedicatoria:



A mis padres,
Por alentarme, soportarme y amarme todos
estos años.

Agradecimientos

A:

Juan Antonio Tomás Blanco Blasco, por su constante asesoría.

Juan Alejandro Muñoz Pelaez, por su constante asesoría y por el proyecto de norma sismorresistente E.030.

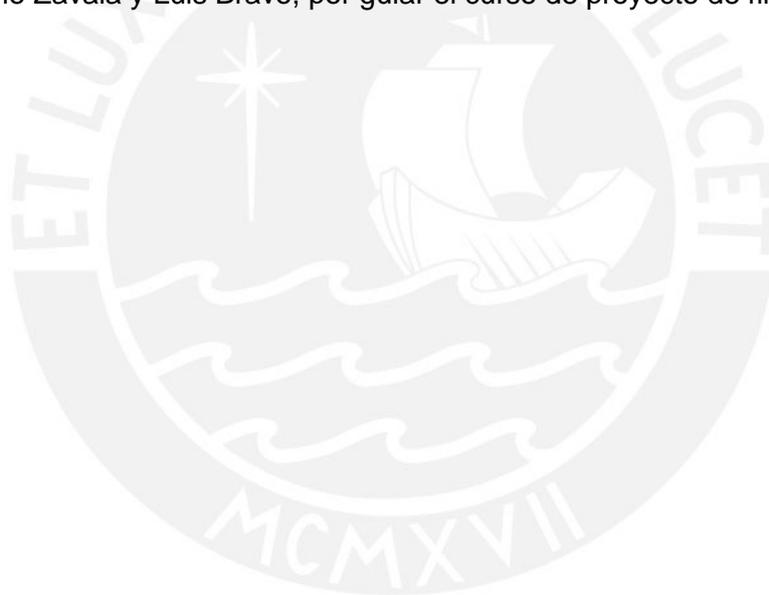
César Augusto Aranís García Rossell, por su constante asesoría.

Wilson Edgar Silva Berríos, por su constante asesoría.

Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo, por enviarme el informe DAI, que se tomó como investigación central y por la charla “lecciones aprendidas” que inspiró esta tesis.

Félix Cabrera y Ramzy Kahhat, por guiar el curso de proyecto de fin de carrera 1.

Guillermo Zavala y Luis Bravo, por guiar el curso de proyecto de fin de carrera 2.



Índice

I. Introducción.....	1
• Descripción del proyecto	1
• Descripción de los colegios	1
• Alcance del proyecto	5
• Objetivos.....	5
II. Antecedentes	6
• Sismicidad en el Perú	6
• Evolución de locales escolares con pórticos de concreto armado.....	8
• Investigaciones precedentes	9
III. Metodología	11
• Consideraciones para el diseño.....	11
✓ Factor de zona (Z)	11
✓ Factor de uso (U).....	13
✓ Perfil de suelo (Sx) y factor de amplificación de suelo (S)	14
✓ Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R).....	16
✓ Peso de la estructura (P)	17
✓ Factor de amplificación sísmica (C).....	19
• Consideraciones para el costo	21
IV. Verificación del colegio típico	23
V. Diseño de cada tipo de refuerzo	29
• Refuerzo 1: Colocación de aletas de concreto armado.....	29
• Refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería	41
• Refuerzo 3: Arriostres laterales entre columnas	50
VI. Metrado económico en cada tipo de refuerzo	58
• Refuerzo 1: Colocación de aletas de concreto armado.....	59
Materiales a utilizar.....	59
• Refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería	62
• Refuerzo 3: Arriostres laterales entre columnas	63
VII. Análisis de resultados.....	64
VIII. Conclusiones	64
IX. Bibliografía.....	67

Índice de Figuras

<i>Figura 1.- Colegio Fermín del Castillo, Nasca. Se pueden observar los daños por columnas cautivas en las columnas del segundo piso</i>	2
<i>Figura 2.- Falla por columna corta de un colegio en Arequipa (2001). Se observa que la columna que falló era considerada “Zona Segura” según defensa civil</i>	2
<i>Figura 3.- Vista en planta de un colegio tipo modular 780 pre</i>	3
<i>Figura 4.- Vista en elevación de un colegio tipo modular 780 pre</i>	3
<i>Figura 5.- Detalle de los refuerzos de las columnas de los pisos 1 y 2</i>	4
<i>Figura 6.- Detalle de los refuerzos de las vigas longitudinales de los pisos 1 y 2</i>	4
<i>Figura 7.- Convergencia de las placas de Nasca y Sudamericana. F1 y F2 indican la dirección del desplazamiento de las placas</i>	6
<i>Figura 8.- Sismos más importantes en el Perú hasta el año 2001. Se pueden apreciar el lugar, la magnitud y la fecha de ocurrencia de estos</i>	7
<i>Figura 9.- Detalle del reforzamiento</i>	10
<i>Figura 10.- Esquema del reforzamiento</i>	10
<i>Figura 11.- Mapa de zonas sísmicas</i>	12
<i>Figura 12.- Descripción de perfiles de suelo según la norma E.030 – 2014</i>	14
<i>Figura 13.- Factor de amplificación sísmica</i>	19
<i>Figura 14.- Fórmulas a usar para distribuir la fuerza sísmica</i>	20
<i>Figura 15.- Vista de planta del 2do piso del colegio sin refuerzo</i>	23
<i>Figura 16.- Vista en 3D del colegio sin refuerzo modelado en ETABS</i>	23
<i>Figura 17.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal</i>	25
<i>Figura 18.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico transversal</i>	25
<i>Figura 19.- Combinaciones de carga según la norma E.060 – 2006</i>	26
<i>Figura 20.- Determinación de desplazamientos laterales según la norma E.030</i>	27
<i>Figura 21.- Detalle en elevación del proceso constructivo para colocación de aletas de concreto armado</i>	30
<i>Figura 22.- Detalle en planta del proceso constructivo para reforzar una columna con aletas de concreto armado</i>	30
<i>Figura 23.- Vista en elevación del colegio con aletas de concreto armado en SAP 2000.</i>	31
<i>Figura 24.- Vista en 3D del colegio con aletas de concreto armado modelado en ETABS</i>	32
<i>Figura 25.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal</i>	33
<i>Figura 26.- Diagrama de fuerza cortante de las columnas y aletas de concreto armado.</i>	34
<i>Figura 27.- Fuerza cortante y momento máximos en una columna de 30x45.</i>	35
<i>Figura 28.- Fuerza cortante y momento máximos en una columna de 25x45.</i>	35
<i>Figura 29.- Diagrama de interacción de la columna de 25 x 45.</i>	37
<i>Figura 30.- Diagrama de interacción de la columna de 30 x 45.</i>	37
<i>Figura 31.- Vista en elevación del colegio típico en SAP 2000.</i>	39
<i>Figura 32.- Detalle en elevación del proceso constructivo para cerrar un paño con muro de albañilería de 25 centímetros</i>	41
<i>Figura 33.- Modelo de un tabique para el análisis sísmico</i>	42
<i>Figura 34.- Vista en elevación del colegio con el segundo modelo de muros</i>	43
<i>Figura 35.- Vista en 3D del colegio con el segundo modelo de muros</i>	43
<i>Figura 36.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal.</i>	45
<i>Figura 37.- Fórmulas para verificar las posibles fallas por interacción tabique-pórtico.</i>	47
<i>Figura 38.- Carga Axial en arriostres debido a la carga sísmica indicada en el modelo.</i>	48
<i>Figura 39.- Detalle de la instalación de la plancha de acero en la columna.</i>	50
<i>Figura 40.- Vista en elevación del colegio con arriostres laterales.</i>	51
<i>Figura 41.- Vista en 3D del colegio con arriostres laterales</i>	51
<i>Figura 42.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal.</i>	53
<i>Figura 43.- Distribución de las fuerzas en los arriostres para el análisis de carga residual.</i>	55

<i>Figura 44.- Diseño de pernos de anclaje con el software Simpson Strong Tie Designer. Todas las dimensiones están en pulgadas.</i>	57
<i>Figura 45.- Detalle en planta del proceso constructivo para reforzar una columna con aletas de concreto armado</i>	59
<i>Figura 46.- Detalle de la longitud del fierro para las aletas de concreto armado</i>	60
<i>Figura 47.- Detalle de la longitud de cada estribo</i>	61
<i>Figura 48.- Detalle del corte necesario para colocar el ensanche de columnas</i>	62
<i>Figura 52.- Resultados obtenidos del análisis sísmico. El desplazamiento de entrepiso y la deriva son los valores máximos obtenidos ya sea en el primer o segundo nivel</i>	64

Índice de Tablas

<i>Tabla 1.- Valores propuestos para el factor de zona “Z”.</i>	12
<i>Tabla 2.- La Tabla N°5 de la norma E.030 – 2014. Factor de uso “U”.</i>	13
<i>Tabla 3.- La Tabla N°3 de la norma E.030. Factor de suelo “S”.</i>	15
<i>Tabla 4.- La Tabla N°7 de la norma E.030 – 2014. Sistemas estructurales.</i>	16
<i>Tabla 5.- La Tabla N°1 de la norma E.020 – 2006. Cargas mínimas repartidas.</i>	17
<i>Tabla 6.- La Tabla N°4 de la norma E.030 – 2014. Períodos TP y TL</i>	19
<i>Tabla 7.- Parámetros a usar para el análisis sísmico por el método estático.</i>	20
<i>Tabla 8.- Dimensiones y pesos nominales de barras corrugadas de acero según Aceros Arequipa.</i>	22
<i>Tabla 9.- Cantidad de ladrillo por m2.</i>	22
<i>Tabla 10.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura</i>	24
<i>Tabla 11.- Desplazamientos elásticos en el colegio según el programa ETABS.</i>	26
<i>Tabla 12.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal. R=8</i>	27
<i>Tabla 13.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido transversal. R=3</i>	27
<i>Tabla 14.- Límites para la deriva de entrepiso según la norma E.030 – 2014</i>	28
<i>Tabla 15.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura que se metraron en ETABS (Para mantener similitud entre modelos)</i>	32
<i>Tabla 16.- Relaciones momentos y cortantes resistentes vs actuantes para el refuerzo con aletas de concreto armado</i>	38
<i>Tabla 17.- Relaciones momentos y cortantes resistentes vs actuantes para el colegio típico.</i>	40
<i>Tabla 18.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura.</i>	44
<i>Tabla 19.- Desplazamientos elásticos en el colegio con el segundo modelo de muros según el programa ETABS 2013.</i>	45
<i>Tabla 20.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal. R=3.</i>	46
<i>Tabla 21.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura.</i>	52
<i>Tabla 22.- Desplazamientos elásticos en el colegio con el tercer modelo según el programa ETABS 2013.</i>	53
<i>Tabla 23.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal.</i>	54

I. Introducción

- **Descripción del proyecto**

En este proyecto, analizaré 3 de las alternativas de reforzamiento que se han planteado en los diversos trabajos de investigación. Este análisis está basado en el proyecto de norma peruana de diseño sismorresistente del año 2014 cuyos parámetros son más exigentes y acordes con la sismicidad del país. El colegio modelo que utilizaré contará con 3 aulas por nivel y 2 pisos. Se analizarán además, las diversas situaciones en las que se encuentran los colegios, como el tipo de suelo y la zona sísmica en la que se ubican. Luego de obtener los resultados de los análisis, haré comparaciones y conclusiones que permitan escoger el tipo de refuerzo más apto para las condiciones de los lugares en los que se harán las intervenciones.

- **Descripción de los colegios**

Los colegios tipo modular 780 pre tienen planta rectangular con aulas de aproximadamente 7.80 x 7.80m. Cuentan con 2 a 3¹ aulas adyacentes por nivel con un máximo de 2 niveles. Las estructuras están conformadas por pórticos de concreto armado bastante flexibles en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada de buena rigidez en la dirección transversal. Los techos son losas aligeradas unidireccionales con espesor de 20 cm. Las aulas tienen ventanas altas en los muros de un lado y ventanas bajas en los muros del otro lado. Los alfézares de las ventanas son muros de mampostería (tabiques) separados de las columnas 1 o 2 pulgadas con planchas de tecnopor.

Debida a la flexibilidad de los pórticos, en un sismo severo las columnas chocan contra los tabiques y producen el fenómeno de columna cautiva, también llamado columna corta. La Figura 1 muestra un colegio peruano como el descrito que sufrió daños durante el sismo de Nasca de 1996. La Figura 2 muestra un ejemplo del fenómeno de columna corta, cuyo tipo de falla se conoce como “falla por corte” o por fuerza cortante.

¹ Las dimensiones, y cantidad de aulas puede variar según el proyecto, se ha encontrado casos de colegios con más de 3 aulas por nivel.



Figura 1.- Colegio Fermín del Castillo, Nasca. Se pueden observar los daños por columnas cautivas en las columnas del segundo piso

Fuente: Conferencia de Antonio Blanco (2014)



Figura 2.- Falla por columna corta de un colegio en Arequipa (2001). Se observa que la columna que falló era considerada “Zona Segura” según defensa civil

Fuente: Presentación México (2007)

Las características arquitectónicas y estructurales de estos colegios son descritas a continuación en las Figuras 3, 4, 5 y 6. Aquí se puede apreciar la arquitectura en planta y la distribución de los refuerzos de acero, así como las dimensiones de los elementos.

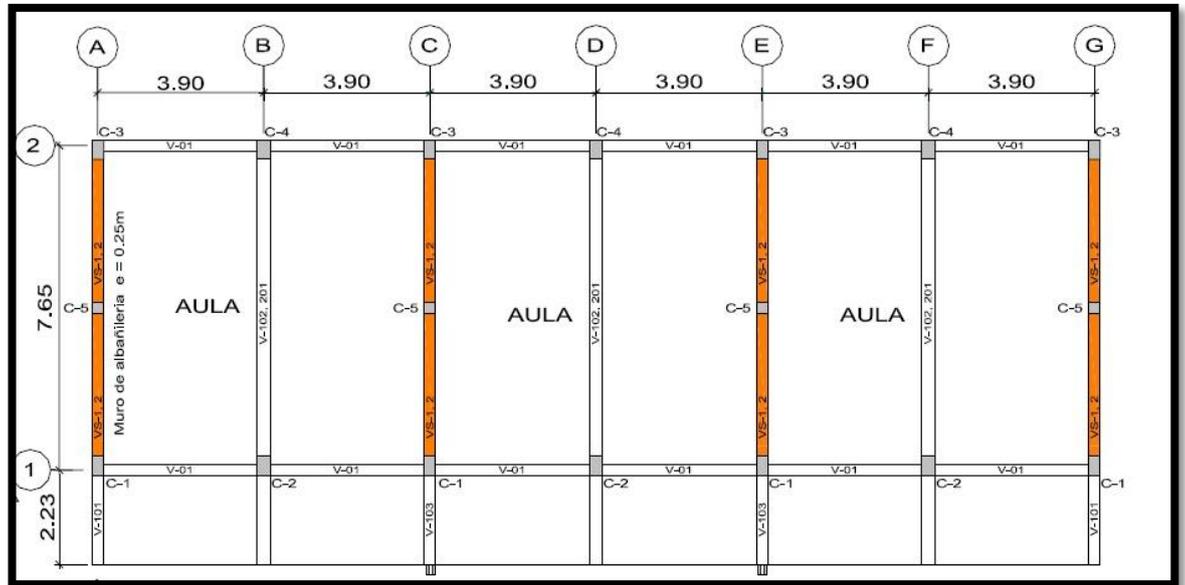


Figura 3.- Vista en planta de un colegio tipo modular 780 pre

Fuente: Informe DAI (2007)

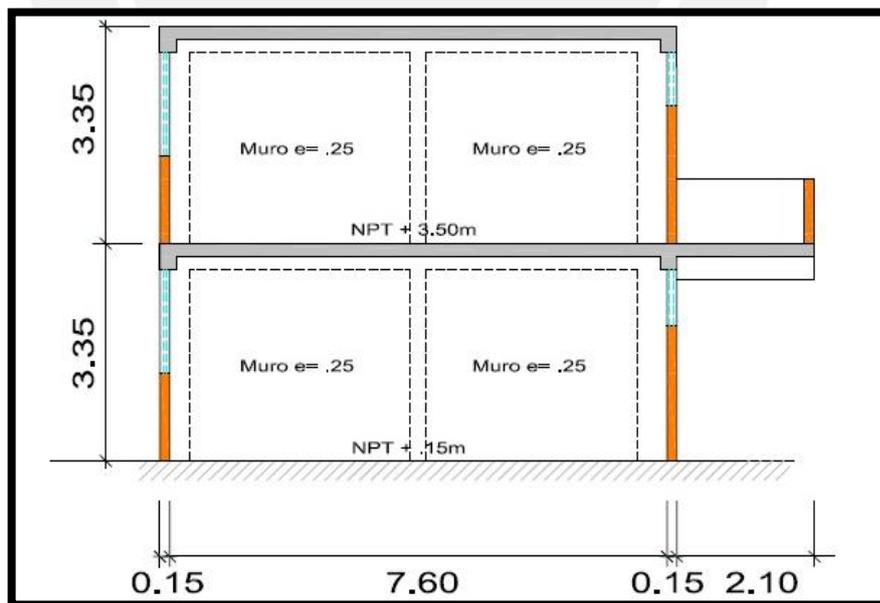


Figura 4.- Vista en elevación de un colegio tipo modular 780 pre

Fuente: Informe DAI (2007)

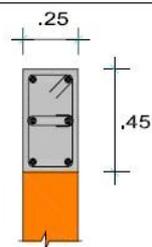
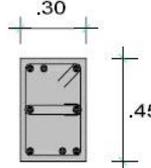
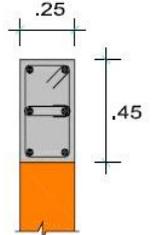
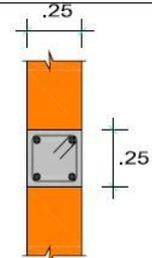
Cuadro de Columnas 1° y 2° Nivel			
C-1	C-2, C-4	C-3	C-5
 <p>6Ø 3/4" 2Ø 3/8" : 1@ .05 10 @ .075, Rto @ .25</p>	 <p>8Ø 3/4" 2Ø 3/8" : 1@ .05 10 @ .075, Rto @ .25</p>	 <p>6Ø 5/8" 2Ø 3/8" : 1@ .05 10 @ .075, Rto @ .25</p>	 <p>4Ø 1/2" 1Ø 1/4" : 1@ .05 5 @ .10, Rto @ .25</p>

Figura 5.- Detalle de los refuerzos de las columnas de los pisos 1 y 2

Fuente: Informe DAI (2007)

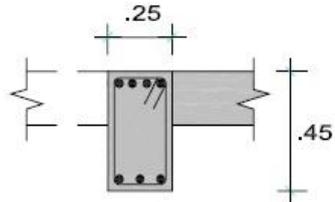
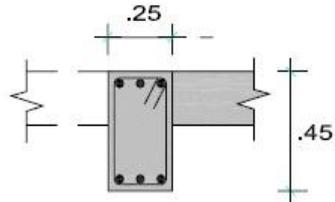
Secciones de vigas en ejes 1-2 en zona adyacente de columna		
	1° Nivel	2° Nivel
V-01	 <p>7Ø 5/8" 1Ø 3/8" : 1@ 0.05, 7@0.10 1 @ 0.15, Rto@0.20</p>	 <p>6Ø 1/2" 1Ø 3/8" : 1@ 0.05, 7@0.10 1 @ 0.15, Rto@0.20</p>

Figura 6.- Detalle de los refuerzos de las vigas longitudinales de los pisos 1 y 2

Fuente: Informe DAI (2007)

Las vigas de los ejes B, D y F son de 30x70, según Muñoz y Navarro (2007).

- **Alcance del proyecto**

En este proyecto se analizará el diseño de los colegios que se construyeron antes del año 1997. El plano es típico pero las condiciones de cada zona no lo son, es por esto que analizaré la combinación de zona sísmica y perfil de suelo más desfavorable descritos en la norma E.030 – 2014, para luego interpretar comportamientos en mejores condiciones. Se hará un análisis estático ya que el tipo de estructura lo permite. Los costos serán obtenidos según los trabajos necesarios a realizarse y los materiales requeridos.

- **Objetivos**

Objetivo General:

- ✓ Realizar un comparativo de diversas soluciones de reforzamiento de estos colegios, tomando como factores principales el desempeño y el costo.

Objetivos Específicos:

- ✓ Verificar el comportamiento sismorresistente de los colegios tipo modular 780 pre con los diferentes refuerzos, según los requerimientos del proyecto de norma peruana E0.30 – 2014.
- ✓ Ver la variabilidad en los costos directos e indirectos dependiendo del refuerzo elegido.
- ✓ Explicar que el criterio de diseño es más importante que los números obtenidos en estudios.
- ✓ Generar debates entre resultados obtenidos para la mejora de los refuerzos estructurales económicos.

II. Antecedentes

- Sismicidad en el Perú

Perú es uno de los países con mayor potencial sísmico en el mundo debido a que se encuentra en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico. Su actividad sísmica es debida a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. La placa de Nazca se mueve a una velocidad de 8 a 10 cm al año y es considerada una de las más rápidas del mundo y por ende la frecuencia de sismos ocurridos en su subducción. En la Figura 7 se puede apreciar la dirección del movimiento de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana.



Figura 7.- Convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana. F1 y F2 indican la dirección del desplazamiento de las placas

Fuente: TAVERA (2002)

La sismicidad de una región es de vital importancia para determinar parámetros de diseño. Entre los factores más importantes están la magnitud máxima esperada, el período de retorno de cada magnitud y el lugar donde se dan estos eventos. En la Figura 8 se pueden apreciar los 10 terremotos peruanos más importantes hasta el año 2001. Debe mencionarse que en esta figura no aparece el terremoto de Pisco del 2007 (7.9 Mw), el cual tuvo un impacto significativo en el país.

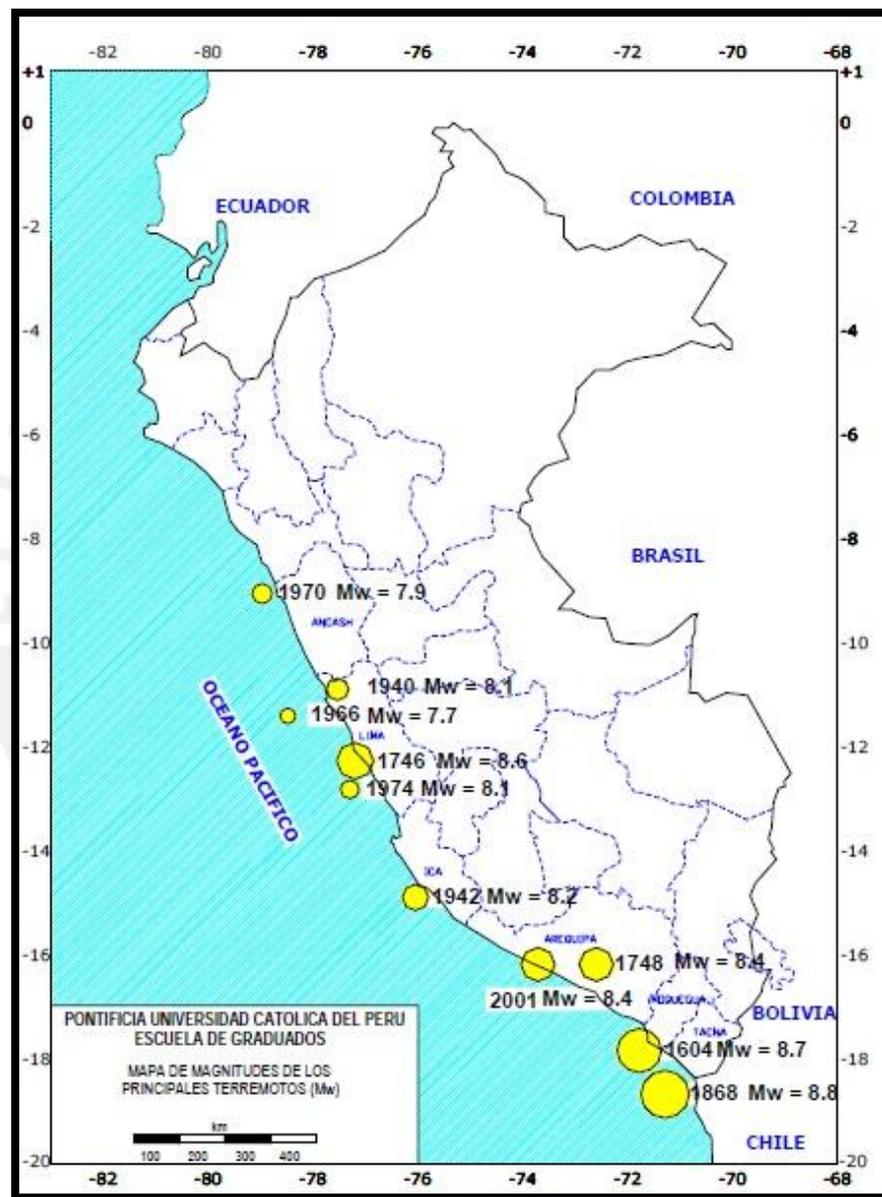


Figura 8.- Sismos más importantes en el Perú hasta el año 2001. Se pueden apreciar el lugar, la magnitud y la fecha de ocurrencia de estos

Fuente: Informe DAI (2007)

Los estudios demuestran que en un escenario geográfico cuando se consideran períodos largos de tiempo, la magnitud y distribución espacial de los terremotos es casi constante. Por ello, a las zonas de alta sismicidad sin ocurrencia de sismos importantes en muchos años, se les considera en un estado de silencio sísmico. Este es el caso de Lima, cuyo terremoto registrado más importante se dio en el año 1746 ($M_w = 8.6$), por lo que estamos a la espera de un sismo de magnitud importante $> 8 M_w$ según la acumulación de energía por subducción.

Durante una clase de maestría en la universidad, el doctor Hernando Tavera, actual director del Instituto geofísico del Perú (IGP), comentó que la sismotectónica ha avanzado a tal punto de saber dónde y con qué magnitud (aproximadamente) van a ser los siguientes eventos sísmicos; No obstante, no se puede predecir la fecha exacta.

- **Evolución de locales escolares con pórticos de concreto armado**

En la década de 1960, se empiezan a construir colegios similares a los 780 pre, con la particularidad de incorporar los tabiques en el sentido longitudinal pero sin separarlos de las columnas. Luego de los sismos ocurridos en los años 1966, 1970 y 1974, se evidenció el problema de la columna cautiva y la necesidad de hacer cambios en el diseño de colegios a construirse en el futuro.

Fue entonces que se consideró separar los tabiques de las columnas con juntas de tecnopor para evitar el fenómeno de columna corta. Sin embargo, la separación fue insuficiente (1 o 2 pulgadas) y en el sismo de Nasca de 1996 se evidenció que aún había que mejorar el diseño.

Posteriormente en el año 1997 se publicó una norma de diseño sismorresistente mucho más conservadora, cuyo principal cambio fue incrementar los desplazamientos producidos por las cargas 2.5 veces a lo que consideraba la norma precedente. Con esto se construyeron los colegios tipo modular 780 post, cuya flexibilidad en el sentido longitudinal era mucho menor.

En el año 2001 ocurrió el sismo de Arequipa, que siendo más destructivo que el de Nasca, no dañó los colegios construidos con la norma vigente. Desde aquí se puede decir que los colegios tipo modular 780 post son los colegios modulares más protegidos.

- **Investigaciones precedentes**

La aplicación de refuerzos estructurales a edificaciones ha sido materia de estudio principalmente en países como el Perú, donde las construcciones antiguas ya no son consideradas seguras ante un sismo de gran magnitud.

Luego del sismo de Arequipa – Moquegua de junio del 2001, el INFES encargó un estudio al ingeniero Antonio Blanco Blasco, sobre colegios más afectados en Arequipa y Moquegua, y en este estudio se proponen modelos de reforzamiento, los cuales deberían incorporar elementos que proporcionen rigidez lateral en la dirección longitudinal para evitar el fenómeno de columna corta. Las alternativas que propuso el Ing. Blanco están detalladas en una presentación que realizó y fueron las siguientes: cerrar paños en cada eje longitudinal con ladrillos o concreto; o enfundar columnas y conformar placas.

Luego de realizado este estudio, el INFES encargó a varias oficinas peruanas de diseño estructural, proyectos de reforzamiento de alrededor de 70 locales escolares en Arequipa, Moquegua y Tacna.

La Dirección Académica de Investigación (DAI) de la PUCP encargó un proyecto de reducción de vulnerabilidad sísmica en colegios, en la cual presenta siete alternativas de reforzamiento de estructuras, divididas en 2 grupos según su costo y desempeño. Todos estos métodos de refuerzo fueron basados en aumentar la rigidez longitudinal del colegio con alternativas como: reforzar con muros de ladrillo (cerrado paños), enfundando columnas, colocando un pórtico sísmico complementario o muros acoplados.

Por otro lado, el pabellón B de la PUCP, tenía características similares a los pabellones escolares en estudio con la particularidad de tener 4 pisos. Este pabellón, antes de ser demolido, tuvo una propuesta de refuerzo con arriostres de acero para tomar las fuerzas sísmicas de manera axial.

Una alternativa que no se centra en la rigidez lateral pero sí en el fenómeno de columna corta, fue uno realizado por el Ing. Ángel San Bartolomé y otros ingenieros de la PUCP. Este refuerzo busca integrar el alféizar con las columnas para así crear una columna muy ancha en la zona de columna corta. El ensanche consiste en un bloque de concreto armado que se anclará mediante algunos bastones soldados a la viga, columna y tabique como se muestra en las Figuras 9 y 10. Este refuerzo se ensayó a escala 1:2 en el laboratorio de estructuras de la PUCP con resultados satisfactorios.



Figura 9.- Detalle del reforzamiento

Fuente: San Bartolomé (2007)

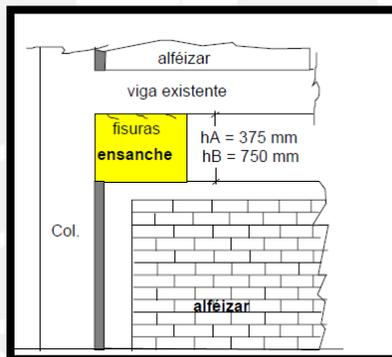


Figura 10.- Esquema del reforzamiento

Fuente: San Bartolomé (2007)

III. Metodología

- **Consideraciones para el diseño**

Para hacer el análisis sísmico en cada uno de los refuerzos se utilizarán los requerimientos del proyecto de norma peruana sismorresistente E.030 – 2014. Para el caso de esta edificación nos permite realizar un análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes debido a que es una estructura clasificada como regular y tiene poca altura. La regularidad se verificó según las Tablas 8 y 9 de la norma E.030.

El análisis estático consiste en representar las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada piso de la estructura. Para estimar estas fuerzas, se usan factores que dependen de la zonificación, el uso de la estructura, el tipo de suelo, el tipo de sistema estructural y el peso del edificio. Para el análisis de cada refuerzo, y como los colegios están distribuidos en una gran parte de la costa, se utilizarán los parámetros más desfavorables para ser conservadores en el diseño. Posteriormente, con los resultados obtenidos se pueden extrapolar resultados para escenarios menos desfavorables pero más frecuentes.

La fuerza total que actuará sobre la estructura será la Fuerza cortante en la base, la cual luego se distribuirá en los 2 pisos de la edificación. Para la estimación de esta fuerza se usará la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Los parámetros a usarse se analizarán según las especificaciones de la Norma E.030 – 2014.

- ✓ Factor de zona (Z)

Para la estimación del factor de zona se deberán ubicar geográficamente las zonas donde se construyeron los colegios. En este caso, toda la zona costera. En la Figura 11 se muestra la propuesta de zonificación sísmica según el proyecto de norma E.030 – 2014 y los factores a usarse en cada zona.

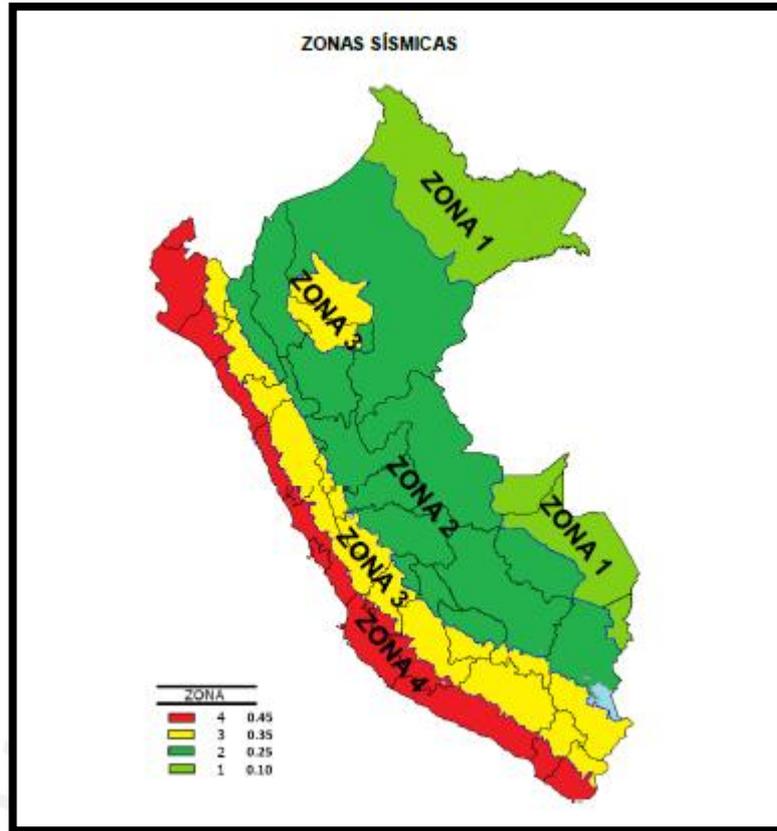


Figura 11.-Mapa de zonas sísmicas

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Tabla 1.- Valores propuestos para el factor de zona “Z”.

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

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Debido a la ubicación de los colegios ya descrita, se pueden tomar valores de $Z=0.45$ y $Z=0.35$. Para este proyecto se dará un énfasis especial para diseño al valor más crítico, en este caso, 0.45.

✓ Factor de uso (U)

Tabla 2.- La Tabla N°5 de la norma E.030 – 2014. Factor de uso “U”.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Edificios en hospitales e institutos de salud importantes, que alojen cualquiera de los servicios indicados en la Tabla N° 5.1.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Edificios en hospitales no comprendidos en la categoría A1, clínicas, postas médicas. - Puertos, aeropuertos, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificios en centros educativos y de salud no incluidos en la categoría A. Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

La estructura a analizar es un colegio y cae en la categoría A: Edificaciones Esenciales ya que incluye específicamente a “Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre tales como colegios (...)”. Por lo tanto el factor de uso será U=1.5.

✓ Perfil de suelo (S_x) y factor de amplificación de suelo (S)

b. Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos
 A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios
 A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

10

E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

d. Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos
 Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual que 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P_I mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

Figura 12.- Descripción de perfiles de suelo según la norma E.030 – 2014

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Elegir un perfil de suelo es bastante complicado ya que se deberían hacer estudios que describan los tipos de suelo en cada lugar donde se construyeron los colegios. Sin embargo, por la gran cantidad de colegios que se construyeron en la zona costera, es casi una afirmación que muchos de ellos se hicieron en suelos blandos y otros en suelos con mejores características.

Por lo descrito anteriormente, se tomarán los perfiles S1 (Roca o suelos muy rígidos) y S3 (Suelos blandos) poniéndose énfasis en el suelo S3 por ser más desfavorable y por lo tanto conservador.

Tabla 3.- La Tabla N°3 de la norma E.030. Factor de suelo "S".

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

La norma ahora nos da diferentes alternativas de factor de suelo dependiendo del perfil de suelo y el factor de zona. Los valores posibles a utilizarse según lo ya designado serían S=1, S=1.1 y S=1.2. Es razonable que se use el valor S=1.2 que sería más desfavorable, no obstante ese valor solo se logra cuando se está en la zona Z3 y no es el caso más conservador. Es por esto que se utilizará el valor S=1.1 como factor de suelo más desfavorable.

- ✓ Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)

Tabla 4.- La Tabla N°7 de la norma E.030 – 2014. Sistemas estructurales.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica dependerá del sistema estructural a emplear en cada sentido de análisis. En el sentido transversal, el sistema estructural no cambiará porque no habrá intervenciones. En el sentido longitudinal se utilizarán valores diferentes para cada tipo de refuerzo porque incluyen cambios en el sistema estructural.

- En el sentido transversal, el sistema estructural es albañilería confinada y se utilizará el coeficiente $R=3$.
- En el sentido longitudinal del colegio original (sin refuerzos) se utilizará $R=8$ (*) “pórticos de concreto armado”.
- En el sentido longitudinal del colegio reforzado con aletas de concreto armado se utilizará $R=6$ “muros estructurales de concreto armado”
- En el sentido longitudinal del colegio reforzado con cierre de paños se utilizará $R=3$ “Albañilería confinada”.
- En el sentido longitudinal del colegio reforzado con arriostres de acero se utilizará $R=6$.

A menor el valor de R , más conservador será el diseño ya que la carga actuante producto del sismo en cada elemento será mayor. El valor $R=6$ para el refuerzo con arriostres de acero es bastante conservador para el tipo de estructura a intervenir.

(*)Es muy probable que estos pórticos de colegios que fueron diseñados en la década de los 70 y los últimos denominados INFES antes de la norma E.030 del año 1997, no cumplan con las exigencias de ductilidad y de diseño sismorresistente consideradas en el capítulo 21 de la norma peruana E.060 que se publicó en el año 2009. Por tanto, para efectos del análisis sísmico se puede pensar que usar $R = 8$ es exagerado para estos pórticos. Si se considerase un R menor, los pórticos se deberían verificar con una fuerza mayor. Sin embargo, para fines de desplazamientos laterales, los resultados son los mismos.

✓ Peso de la estructura (P)

El peso de la estructura será estimado con ayuda del programa ETABS y variará con cada tipo de refuerzo pero serán similares.

El peso de la estructura se calculará según lo estipulado en la Norma E.030 – 2014. Por deberse a una estructura categorizada como Tipo A “Edificación Esencial”, el peso se calculará como el 100% de la carga muerta o permanente y el 50% de la carga viva.

Para estimar las cargas vivas en los diferentes ambientes del colegio, se recurrirá a lo estipulado en la norma peruana E.020 – 2006 “Cargas”.

Tabla 5.- La Tabla N°1 de la norma E.020 – 2006. Cargas mínimas repartidas.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Fuente: Norma E.020 (2006)

De la tabla mostrada, se tomarán las siguientes cargas vivas de diseño:

- 250 kg/m² para aulas
- 400 kg/m² para pasadizos
- 100 kg/m² para azotea

Las cargas muertas serán las provenientes de muros portantes y no portantes, vigas, columnas, placas, losas y parapetos.

En el programa se colocó que sume automáticamente los pesos de los muros portantes, vigas, columnas y placas; pero las losas, los muros no portantes y parapetos se colocarán como cargas distribuidas. El peso específico de la albañilería se estimará en 1.8 ton/m³ y el del concreto en 2.4 ton/m³.

Las losas son aligeradas de h=0.20m y tendrán un peso estimado de 300kg/m². Además, se considerará un piso terminado de 100kg/m².

Los muros no portantes son de 2 tipos según su altura y el peso elegido fue el siguiente (Metrado):

- Tabiques con ventana alta (altura 2.3m, espesor 0.17m) = $0.17 \cdot 2.3 \cdot 1.8 = 0.70$ ton/m
- Tabiques con ventana baja (Altura 1.5m, espesor 0.17m) = $0.17 \cdot 1.5 \cdot 1.8 = 0.46$ ton/m
- Parapetos del pasadizo (Altura 1.2m, espesor 0.17m) = $0.17 \cdot 1.2 \cdot 1.8 = 0.37$ ton/m

✓ Factor de amplificación sísmica (C)

Factor de Amplificación Sísmica (C)	
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:	
$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Figura 13.- Factor de amplificación sísmica

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica se deberá obtener el período del suelo, que en este caso se divide en 2 según la norma:

- T_P : Período que define la plataforma del factor C.
- T_L : Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Tabla 6.- La Tabla N°4 de la norma E.030 – 2014. Períodos T_P y T_L

Tabla N° 4 PERIODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Para el suelo tipo S_3 considerado como el desfavorable, el valor de los períodos será: $T_P = 1$ seg y $T_L = 1.6$ seg.

Los períodos obtenidos del diseño y a simple vista resultan mucho menores que T_P y por lo tanto el factor de amplificación sísmica será: $C = 2.5$.

Los componentes de la fórmula y el valor a usar se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 7.- Parámetros a usar para el análisis sísmico por el método estático.

Parámetro	Valores a usar	Motivo
Factor de zona (Z)	Z=0.45 Z=0.35	Zonas costeras del Perú donde se construyeron los colegios.
Factor de uso (U)	U=1.5	Estructura Esencial.
Perfil de suelo (Sx)	S1= Roca o suelos muy rígidos S3= Suelos Blandos	Abarcar una cantidad considerable de tipos de suelo presentes en la construcción de los colegios.
Factor de amplificación del suelo (S)	S = 1 S= 1.10 S=1.20	En esta norma, los factores de amplificación del suelo dependen del perfil de suelo y del factor de zona.
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	R=8 o 6, eje longitudinal R=3, eje transversal	En cada sentido y tipo de refuerzo se analiza el sistema estructural a usarse.
Coefficiente de amplificación sísmica ©	C=2.5	Períodos del suelo S3 mayores a los posibles a alcanzar por la estructura.
f'c, Acero	4200 kg/cm2	Para estos valores me basé en los cálculos que se realizaron en el informe del Ing. Ángel San Bartolomé.
f'c, Concreto	175 kg/cm2	

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla anterior, los valores en rojo son los más críticos con los que se harán los análisis sísmicos a los modelos estructurales.

La distribución de la fuerza sísmica en la altura se hará según las especificaciones de la norma.

4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

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

Figura 14.- Fórmulas a usar para distribuir la fuerza sísmica

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Para todos los refuerzos se utilizará el caso a) $k=1$ ya que el período se reducirá; sin embargo, para el caso del modelo sin refuerzo, el período será mayor a 0.5 y se deberá usar la distribución mencionada en el proyecto de norma.

La distribución de fuerzas sísmicas y la fuerza cortante en la base se mostrarán en tablas para cada uno de los modelos a analizar en el software.

- **Consideraciones para el costo**

Se considerarán principalmente 2 aspectos:

- ✓ Metrado de elementos incorporados como: concreto, acero, encofrados, ladrillos, elementos de acero, etc.
- ✓ Metrado de trabajos realizados como: derribe de muros, armado de muros de albañilería, instalación de arriostres de acero, etc

Según el material a utilizar, se utilizarán costos referenciales obtenidos de un proyecto de edificación ubicado en el distrito de Lince, en el cual trabajo actualmente.

1. El acero corrugado se contabilizará en metros lineales y se convertirá a kilogramos según lo que considera aceros Arequipa para fierro corrugado dependiendo de su denominación.
2. Para saber la longitud del acero a utilizar, se ven las consideraciones al diseño propuesta en investigaciones pasadas, adaptando los ganchos de anclaje, recubrimientos y detallado según la norma peruana de concreto armado E.060.
3. La albañilería se contará en metros cuadrados, y según la conversión del tipo de ladrillo a utilizar y espesor de la junta, se hará un estimado de la cantidad de ladrillos por muro.
4. Para el costo de los perfiles y pernos de acero, se contabilizará en kg para luego hacerse un estimado del precio de perfiles por kg.
5. El concreto necesario se contabilizará en m³.
6. El encofrado será considerado como parte de una sub-contrata en la cual la mano de obra lleva encofrado a la obra y terminándose esta, lo retiran.

Los costos de mano de obra serán referenciales al proyecto en el cual trabajo para tener un estimado real.

Tabla 8.- Dimensiones y pesos nominales de barras corrugadas de acero según Aceros Arequipa.

DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:

DIÁMETRO DE BARRA		SECCIÓN (mm ²)	PERÍMETRO (mm)	PESO (kg/m)	ALTURA DE LOS RESALTES (mm - mín)
Pulg.	mm				
-	6	28.0	18.8	0.222	0.24
-	8	50.0	25.1	0.400	0.32
3/8"	-	71.0	29.9	0.560	0.38
-	12	113.0	37.7	0.890	0.48
1/2"	-	129.0	39.9	0.994	0.51
5/8"	-	199.0	49.9	1.552	0.71
3/4"	-	284.0	59.8	2.235	0.97
1"	-	510.0	79.8	3.973	1.27
1 3/8"	-	1,006.0	112.5	7.907	1.80

Fuente: Catálogo de Aceros Arequipa (2015)

Tabla 9.- Cantidad de ladrillo por m2.

PROPORCIONES PARA MEZCLAS DE CONCRETO Y MORTERO

TIPO DE LADRILLO	DIMENSIONES (cm)	ESPESOR JUNTA (cm)	CANTIDAD		CANTIDAD (5% DESPERDICIO)	
			CABEZA	SOGA	CABEZA	SOGA
King kong	9x13x24	1	72	40	76	42
King kong	9x13x24	1.5	66	38	69	40
Pandereta	9x12x24	1	77	40	81	42
Pandereta	9x12x24	1.5	71	38	75	40

Fuente: Catálogo de Aceros Arequipa (2015)

Así, se considerarán 69 ladrillos por m2 de muro.

IV. Verificación del colegio típico

Los detalles del colegio típico fueron descritos en la introducción y según eso se diseñó un modelo en el programa ETABS 2013.

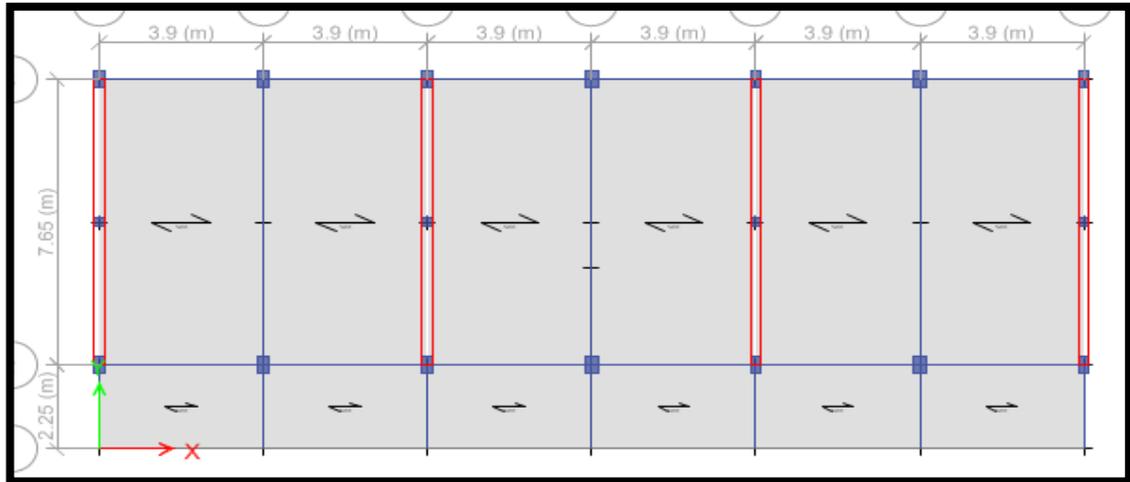


Figura 15.- Vista de planta del 2do piso del colegio sin refuerzo

Fuente: Elaboración Propia

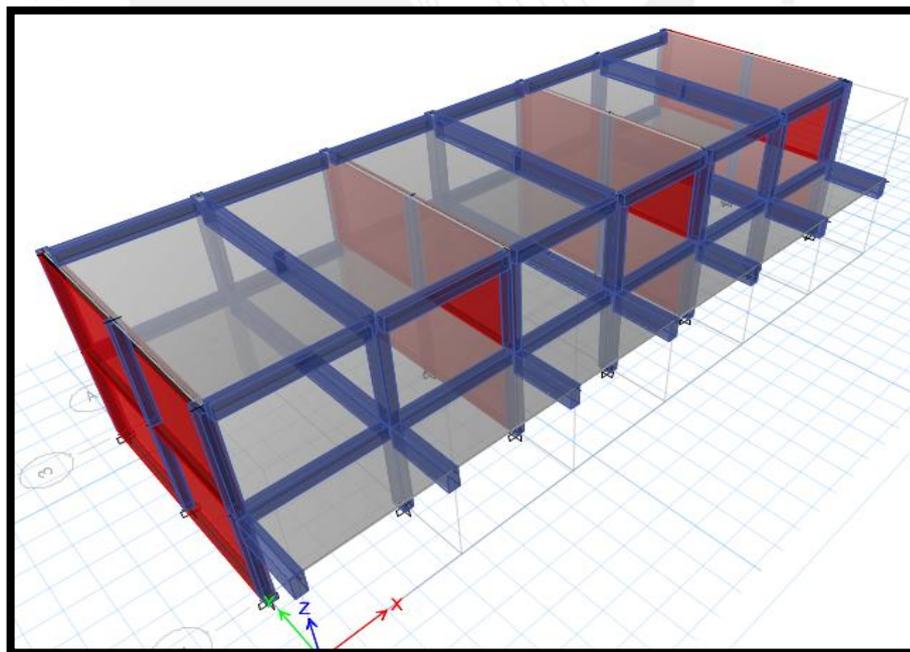


Figura 16.- Vista en 3D del colegio sin refuerzo modelado en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

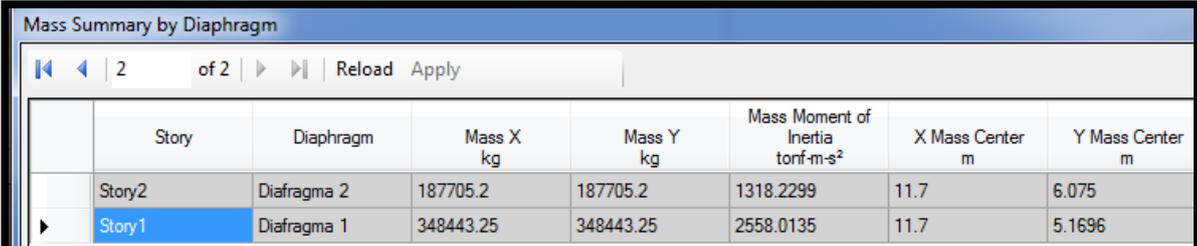
Con lo ya descrito anteriormente, se obtuvieron parámetros iniciales del modelo a analizar:

Período fundamental en X-X: $T=0.557$ segundos.

Como primera impresión, el período es bastante grande ya que según la estimación rápida de la norma, para edificios cuyos elementos resistentes son solo pórticos de concreto armado, se usa la fórmula: $T = \frac{H}{35}$

Y se obtendría un período cercano a 0.2 seg.

La explicación es que la rigidez proporcionada por las columnas en el sentido longitudinal es la mínima debido a su orientación. Por a esta consideración y habiendo verificado valores similares en otros proyectos de tesis e investigaciones se acepta el resultado.



	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia tonf-m-s ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
	Story2	Diafragma 2	187705.2	187705.2	1318.2299	11.7	6.075
▶	Story1	Diafragma 1	348443.25	348443.25	2558.0135	11.7	5.1696

Tabla 10.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura

Fuente: Elaboración Propia

Se tomarán como valores los siguientes

Peso del piso 1: 348.4 ton.

Peso del piso 2: 187.7 ton.

Peso total del edificio = 536.1 ton.

La gran diferencia de pesos entre el primer y el segundo piso, es fundamentalmente debido a que en el colegio a considerarse solo habrá volado (pasadizo) en el primero piso.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se halla la distribución de fuerzas en la altura de la estructura, con los valores descritos anteriormente y la fórmula de la norma E.030 – 2014.

Análisis sísmico (longitudinal)				T=0.557 seg		
SISMO X-X						
Z	0.45			% del peso	0.23	23%
U	1.5					
C	2.5					
S	1.1			V =ZUCSP/R	124.39	ton
R	8					
P	536.1	ton				
<div style="border: 1px solid green; width: 100px; height: 15px; margin: 0 auto;"></div>						
Entrepiso	h	h(al piso)	h ^k	Peso	Pi*(hi) ^k	Fi (ton)
2	3.35	6.7	7.09	187.7	1331.44	65.16
1	3.35	3.35	3.47	348.4	1210.25	59.23
					2541.69	124.39

Figura 17.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base en el sentido longitudinal es 124.39 toneladas y se distribuye como 59.23 toneladas en el primer entrepiso y 65.16 toneladas en el segundo entrepiso.

Análisis sísmico (transversal)				T=0.097		
SISMO Y-Y						
Z	0.45			% del peso	0.62	62%
U	1.5					
C	2.5					
S	1.1			V =ZUCSP/R	331.71	ton
R	3					
P	536.1	ton				
Entrepiso	h	h(al piso)		Peso	Pi*hi	Fi
2	3.35	6.7		187.7	1257.59	172.04
1	3.35	3.35		348.4	1167.14	159.67
					2424.73	331.71

Figura 18.-Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico transversal

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base en el sentido longitudinal es 331.71 toneladas y se distribuye como 159.67 en el primer entrepiso y 172.04 en el segundo entrepiso.

Para la obtención de resultados se utilizará la combinación de cargas propuesta por la norma E.060 – 2006.

9.2.3 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (*CS*), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

Figura 19.- Combinaciones de carga según la norma E.060 – 2006

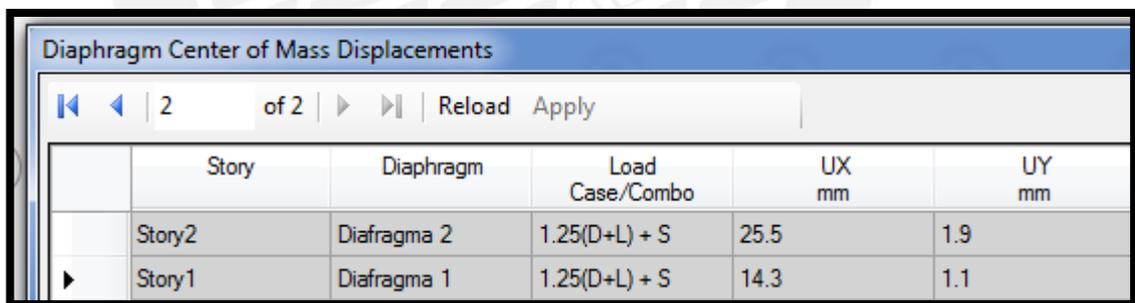
Fuente: Norma E.060 (2009)

Se tomará la combinación 1.25 (CM+CV) + CS; ya que el edificio es simétrico para el análisis longitudinal no habrá necesidad de invertir el sismo.

Luego de puestas las fuerzas en el modelo e indicado la combinación de cargas mencionada se analizarán los resultados.

Los primeros resultados importantes y que desencadenaron el problema de columna corta fueron los grandes desplazamientos laterales.

Tabla 11.- Desplazamientos elásticos en el colegio según el programa ETABS.



Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
Story2	Diafragma 2	1.25(D+L) + S	25.5	1.9
Story1	Diafragma 1	1.25(D+L) + S	14.3	1.1

Fuente: Elaboración Propia

Los desplazamientos entregados por el software ETABS son elásticos y están reducidos por el factor de reducción de fuerza sísmica “R”. Para obtener los desplazamientos inelásticos se tomará como referencia lo estipulado en la norma E.030 – 2014.

5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Figura 20.- Determinación de desplazamientos laterales según la norma E.030

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se obtienen los desplazamientos inelásticos esperados y se calcula la deriva en cada entrepiso.

Tabla 12.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal. $R=8$

Piso	Desplazamiento Elástico (cm)	Desplazamiento Inelástico (cm)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Deriva Inelástica	Deriva Inelástica en %
Segundo Piso	2.55	15.3	6.72	0.0201	2.01%
Primer Piso	1.43	8.58	8.58	0.0256	2.56%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido transversal. $R=3$

Piso	Desplazamiento Elástico (cm)	Desplazamiento Inelástico (cm)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Deriva Inelástica	Deriva Inelástica en %
Segundo Piso	0.19	0.4275	0.180	0.0005	0.05%
Primer Piso	0.11	0.248	0.248	0.0007	0.07%

Fuente: Elaboración Propia

Con los valores obtenidos y las especificaciones de la norma, se verificará si el diseño estructural es el apropiado.

Tabla 14.- Límites para la deriva de entrepiso según la norma E.030 – 2014

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Proyecto de norma E.030 (2014)

Las derivas inelásticas en el sentido longitudinal superan ampliamente las derivas aceptadas para un sistema estructural de concreto armado.

Primer piso: 2.56%

Segundo Piso: 2.01%

Aceptado: 0.7%

Por otro lado, las derivas inelásticas en el sentido transversal están dentro del rango aceptable para un sistema estructural de albañilería.

Primer piso: 0.07%

Segundo Piso: 0.05%

Aceptado: 0.5%

Desde esta perspectiva, el diseño ya es erróneo: sin embargo, el mayor defecto es debido al choque de las columnas con los tabiques de albañilería.

Los desplazamientos de entrepiso inelásticos resultaron **8.58 y 6.72 cm** en el primer y segundo piso respectivamente, con lo cual se dará el problema de columna corta.

Los tabiques fueron separados de los pórticos 1 o 2 pulgadas (2.5 – 5 cm) pero con los resultados de este análisis se corrobora que no fue suficiente.

V. Diseño de cada tipo de refuerzo

Los análisis para los diversos modelos de refuerzo se harán en el sentido longitudinal ya que la intervención será solo en ese sentido.

- **Refuerzo 1: Colocación de aletas de concreto armado**

Este es el primer refuerzo planteado, el cual consiste en colocar aletas de concreto armado adyacentes a las todas columnas existentes, tanto en el primero como en el segundo piso.

Dicho en otras palabras, convertir las columnas de poca rigidez longitudinal en columnas más largas de 1.30m aproximadamente, con la particularidad de que el ensanche se hará en todo el alto de la columna y se planteó que no tenga continuidad con las vigas ni en cimentación; no obstante, luego de obtener resultados, se optó por dar continuidad en vigas. La esencia de este refuerzo consiste en que las aletas de concreto armado tomen gran parte del cortante en la zona de columna corta y trabajen juntos con los muros en la parte inferior, aprovechando los tabiques para que haya mayor rigidez. En este caso no habrá choque tabique-pórtico, pero habrá una distorsión angular que deberá verificarse en las columnas cortas.

Esta intervención cambia esencialmente la arquitectura original del colegio en lo relativo a los vanos de las ventanas que se achican y será necesario reubicar las puertas.

Para la colocación de las aletas de concreto armado, deberá retirarse el recubrimiento de la columna existente y colocarse pasadores que las atraviesen (conectores).

Este refuerzo fue adaptado del informe entregado a la Dirección académica de investigación de la PUCP (DAI – PUCP) en el año 2007. Se busca verificar que los refuerzos colocados funcionarán de manera óptima con los cambios sugeridos en el proyecto de norma sísmica E.030 – 2014. De encontrarse algún error o subestimación, se plantearán las soluciones correspondientes.

La característica principal de este refuerzo es que no interviene en las cimentaciones, con lo cual su costo de aplicación se reduce comparándolo con proyectos similares de ensanche o enfundado de columnas.

El modelo a trabajar se ilustra en las Figura 21 y 22.

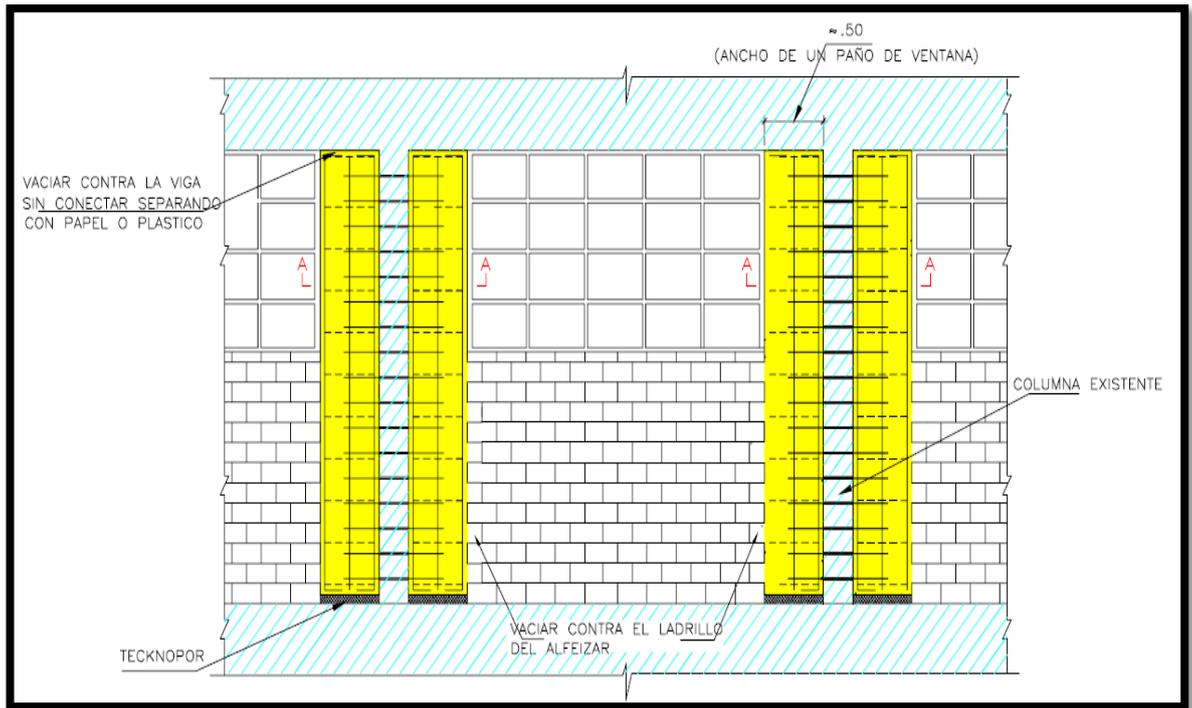


Figura 21.- Detalle en elevación del proceso constructivo para colocación de aletas de concreto armado

Fuente: Informe DAI (2007)

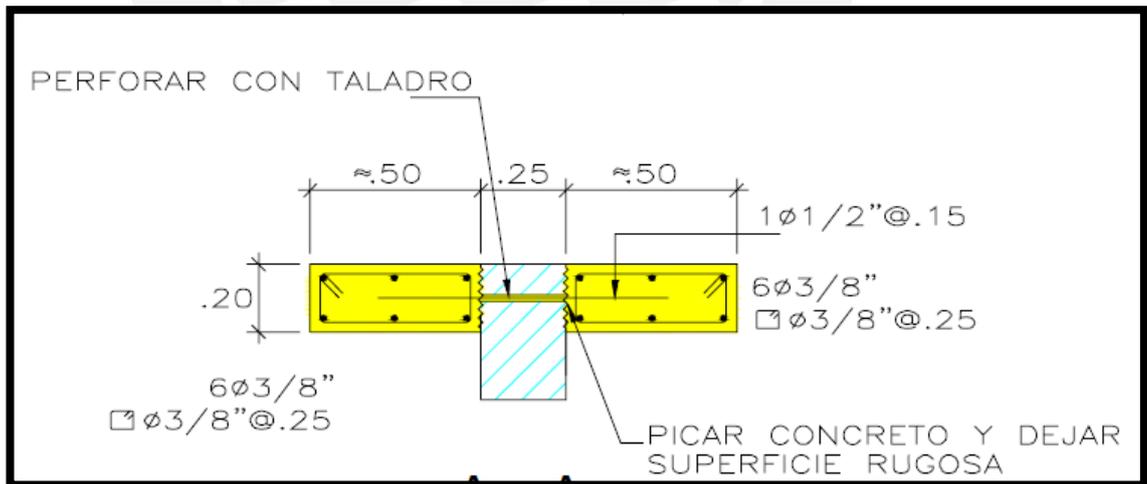


Figura 22.- Detalle en planta del proceso constructivo para reforzar una columna con aletas de concreto armado

Fuente: Informe DAI (2007)

Para la realización del modelo, no pude utilizarse ETABS al igual que en el resto de modelos ya que este programa no puede trabajar con muros a mediana altura que trabajen junto con columnas, además, tampoco se podrían modelar columnas enfundadas ya que no trabajarán monolíticamente pues no cuentan con estribos pasantes.

Finalmente, se utilizó el programa SAP 2000, en el cual se diseñó el colegio original cuyas columnas estarán unidas mediante bielas pequeñas (conectores de corte) a las nuevas aletas sin integridad en la base pero sí unidas a los muros. Primero se diseñó tal y como indica en el informe presentado por la DAI en el 2007 y se verificaron resultados.

El primer cambio respecto a lo propuesto por la DAI en su informe, fue el de separar las aletas de refuerzo de las vigas superiores, ya que si no tienen continuidad no podrán tomar la fuerza cortante necesaria para aliviar la carga a las columnas originales. Así, si bien no habrá un nudo, se atravesarán fierros de 5/8" desde las aletas hacia las vigas para poder considerar que habrá transferencia de fuerza cortante pero no de momentos.

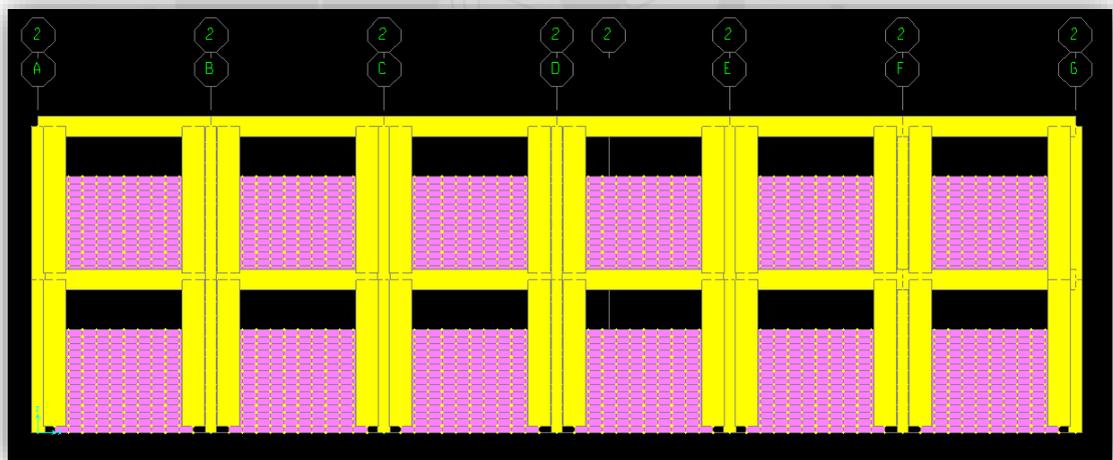


Figura 23.- Vista en elevación del colegio con aletas de concreto armado en SAP 2000.

Fuente: Elaboración Propia

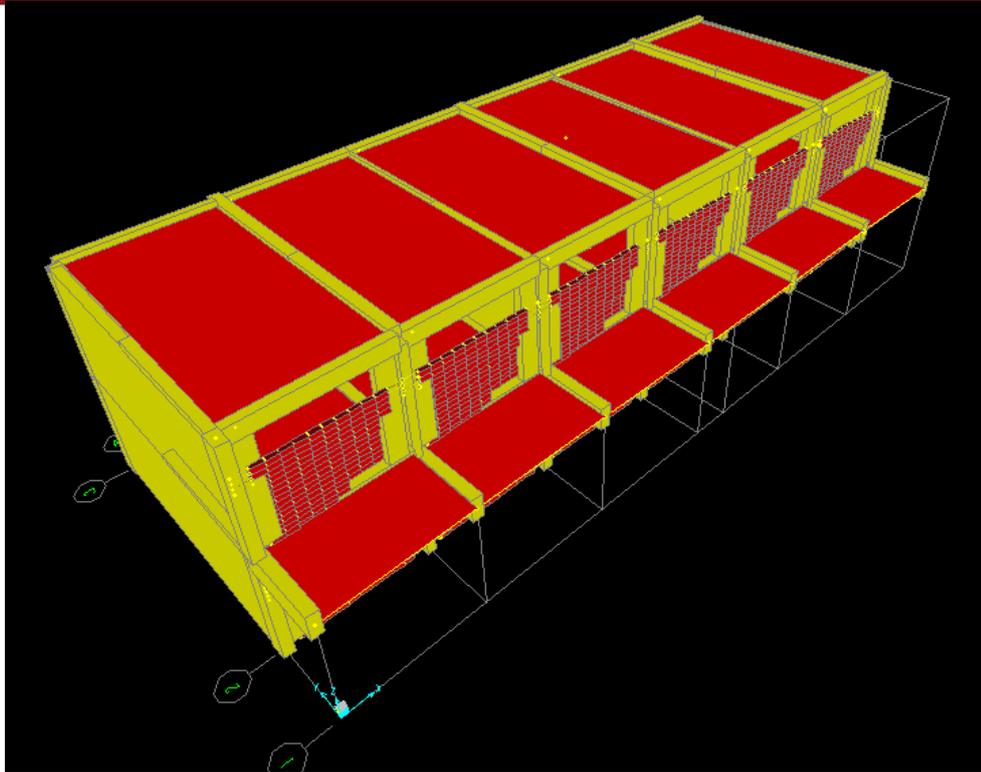


Figura 24.- Vista en 3D del colegio con aletas de concreto armado modelado en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Con lo ya descrito anteriormente, se obtuvieron parámetros iniciales del modelo a analizar:

Período fundamental en X-X: $T=0.18$ segundos.

Tabla 15 .- En la tabla se muestran los pesos de la estructura que se metraron en ETABS (Para mantener similitud entre modelos)

Mass Summary by Diaphragm							
1 of 2 Reload Apply							
	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia tonf-m-s ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
▶	Story2	Diafragma 2	216787.9	216787.9	1499.0186	11.7	6.01
	Story1	Diafragma 1	395809.93	395809.93	2865.205	11.7427	5.3327

Fuente: Elaboración Propia

Se tomarán como valores los siguientes

Peso del piso 1: 395.8

Peso del piso 2: 216.8 ton.

Peso total del edificio = 612.6 ton.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se halla la distribución de fuerzas en la altura de la estructura, con los valores descritos anteriormente y la fórmula de la norma E.030 – 2014.

Análisis sísmico (longitudinal)			T=0.18 seg			
SISMO X-X						
Z	0.45		% del peso	0.31	31%	
U	1.5					
C	2.5					
S	1.1		V = ZUCSP/R	189.52 ton		
R	6					
P	612.6 ton					
Entrepiso	h	h(al piso)	Peso	Pi*hi	Fi (ton)	
2	3.35	6.7	216.8	1452.56	99.08	
1	3.35	3.35	395.8	1325.93	90.44	
				2778.49	189.52	

Figura 25.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base en el sentido longitudinal es 189.52 toneladas y se distribuye como 70.44 toneladas en el primer entrepiso y 99.08 toneladas en el segundo entrepiso.

Luego de puestas las fuerzas en el modelo, se verificarán los desplazamientos laterales en el modelo.

Se tomará como referencia una columna interna para medir los desplazamientos ya que serán similares por la consideración de que las losas se comportan como

diafragmas rígidos. El desplazamiento desde la base hasta el tope del muro será de 2.4 mm y el desplazamiento de la columna corta será de 2.3 mm.

Los desplazamientos entregados por el software SAP 2000 son elásticos y están reducidos por el factor de reducción de fuerza sísmica “R”. Para obtener los desplazamientos inelásticos se tomará como referencia lo estipulado en la norma E.030 – 2014.

Por lo tanto, el desplazamiento inelásticos de la columna corta será 10.3 milímetros o 1 centímetro. La distorsión angular en esa columna corta será de 0.9%, valor cercano al 0.7% exigido por la norma.

Se debe considerar que ha habido bastantes simplificaciones numéricas con estos valores y la distorsión será aceptable desde mi punto de vista. Así, el desplazamiento en la parte superior del muro será 1.1 centímetro, y una distorsión de 0.49%, menor al 0.5% exigido por la norma.

Luego de hacer el análisis de este modelo, se deberá verificar que tanto la columna existente como las aletas de refuerzo son capaces de soportar las cargas de corte y flexión; y que el tipo de falla en un evento catastrófico no sea frágil.

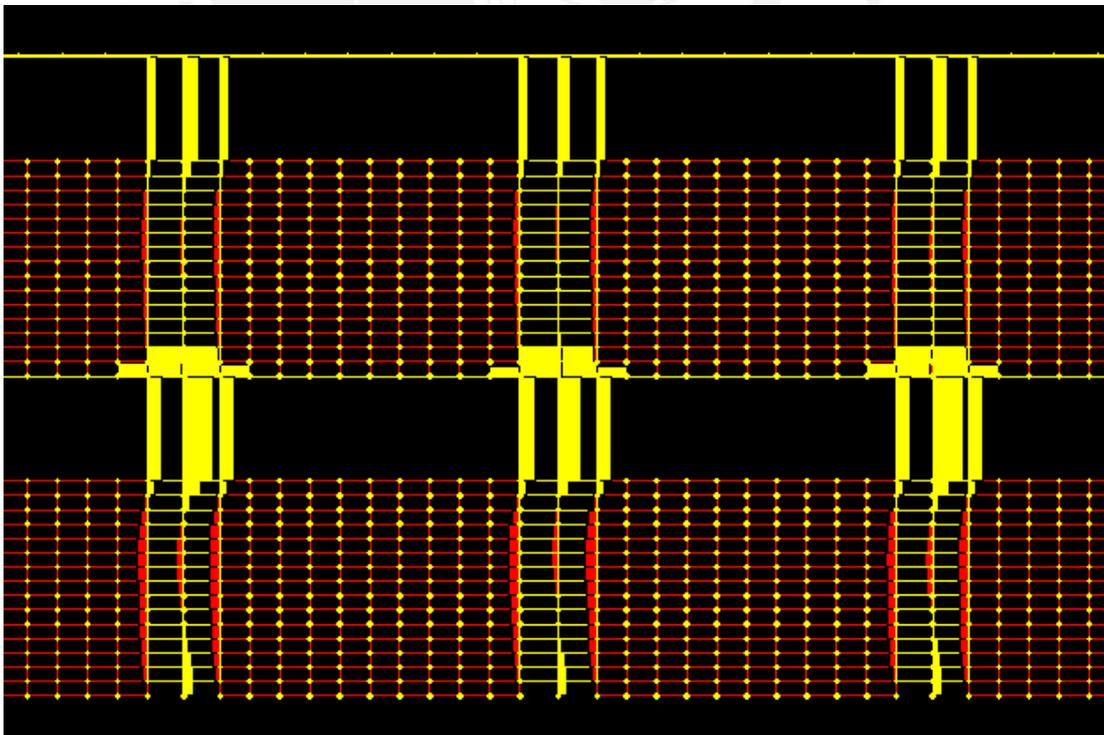


Figura 26.- Diagrama de fuerza cortante de las columnas y aletas de concreto armado.

Fuente: Elaboración Propia

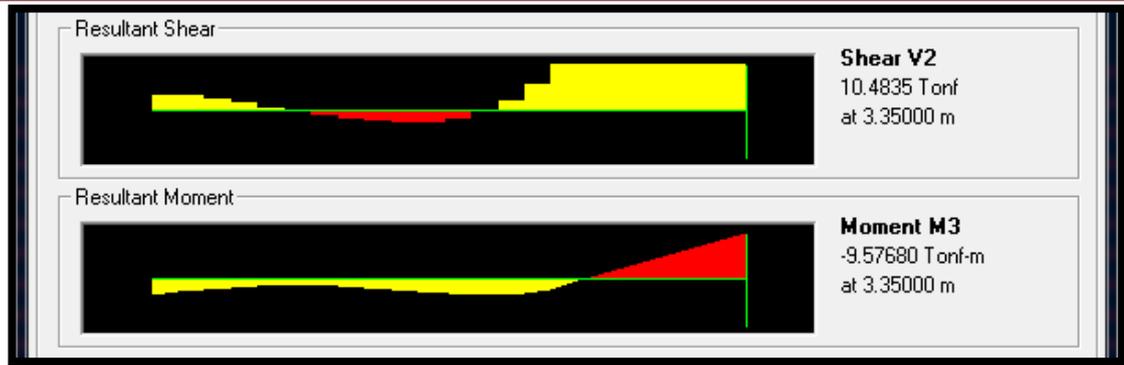


Figura 27.- Fuerza cortante y momento máximos en una columna de 30x45.

Fuente: Elaboración Propia

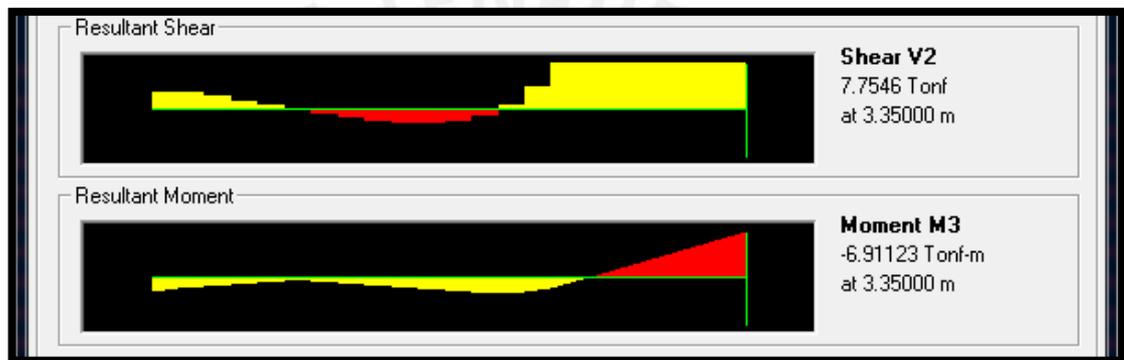


Figura 28.- Fuerza cortante y momento máximos en una columna de 25x45.

Fuente: Elaboración Propia

La columna de 25x45 tiene acero longitudinal 6 Ø 5/8” con un cortante de 7.8 toneladas y un momento a la cara de 5.2 ton-m; mientras que la columna de 30x45 tiene acero longitudinal 8 Ø 3/4” con un cortante de 10.5 toneladas y un momento a la cara de 7.2 ton-m. Ambas columnas tienen el mismo refuerzo transversal con estribos de 3/8”: 1@0.05; 10@0.075; Rto@0.25.

Primero se verificará la fuerza cortante, cuya resistencia en el elemento se dará por el aporte del concreto y los estribos. Se considerará el aporte del concreto según la siguiente expresión:

Para 25x45: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 25 * 39 = 5.8 \text{ toneladas}$

Para 30x45: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 30 * 39 = 7 \text{ toneladas}$

Para 20x50: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 44 = 5.7 \text{ toneladas}$

Seguido se verificará la resistencia aportada por los estribos que se verificará con la siguiente expresión:

Para 25x45:

$$\emptyset V_s = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 19}{7.5} = 12.8 \text{ toneladas}$$

Para 30x45:

$$\emptyset V_s = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 24}{7.5} = 16.2 \text{ toneladas}$$

Para 20x50:

$$\emptyset V_s = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{25} = 9 \text{ toneladas}$$

Por otro lado, la norma limita el cortante máximo que pueden absorber los estribos a un aproximado de 4 veces lo del concreto.

$$\emptyset V_s \leq 0.85 * 2.1 * \sqrt{175} * 25 * 39 = 23 \text{ toneladas}$$

Así, la resistencia a cortante de cada elemento será:

Para 25x45: $\emptyset V_n = 18.6 \text{ ton}$

Para 30x45: $\emptyset V_n = 23.2 \text{ ton}$

Para 20x50: $\emptyset V_n = 14.7 \text{ ton}$

Luego, se verificará la resistencia a flexo-compresión de los elementos. El refuerzo con aletas no tendrá carga axial, por lo que solo se diseñará a flexión. Se construyeron los diagramas de interacción de las columnas mencionadas y se hallará su resistencia al momento. La curva interna es con el factor de reducción \emptyset ya aplicado cuyos valores son 0.9 para flexión pura y 0.7 para flexo-compresión.

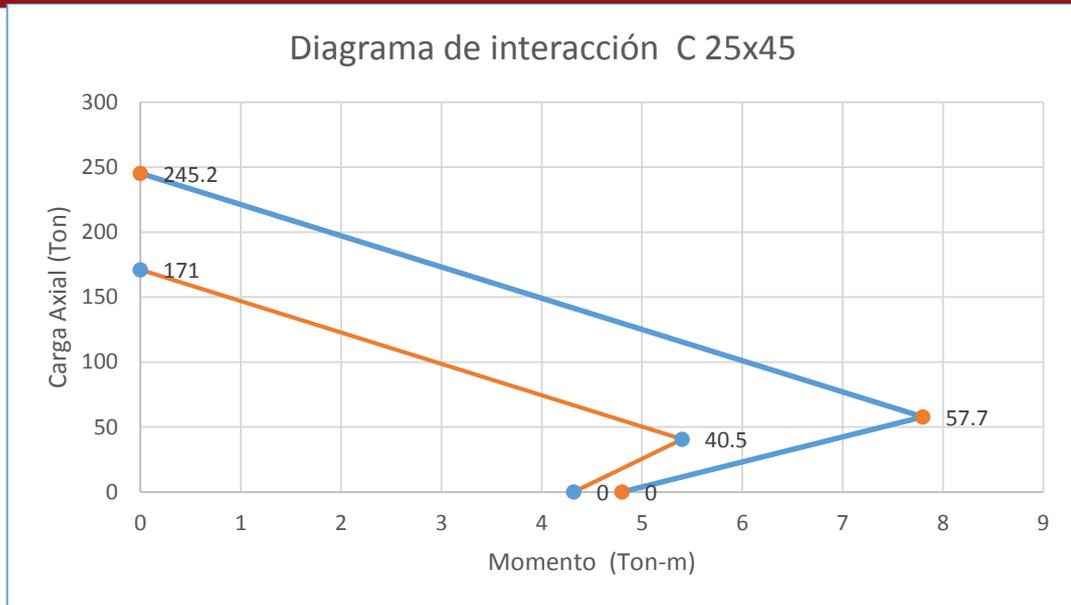


Figura 29.- Diagrama de interacción de la columna de 25 x 45.

Fuente: Elaboración Propia

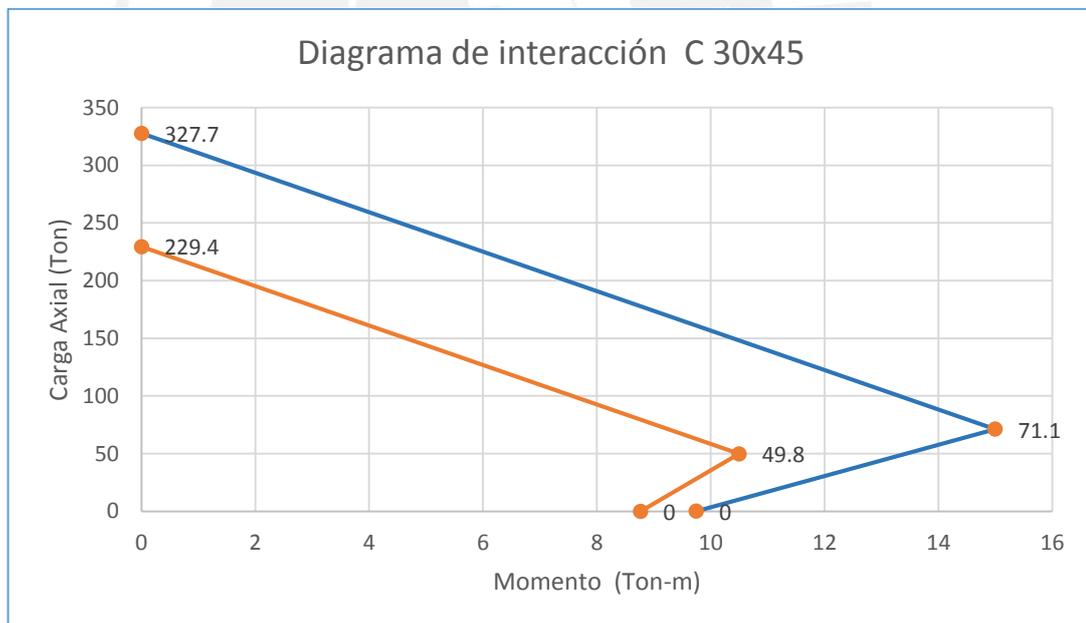


Figura 30.- Diagrama de interacción de la columna de 30 x 45.

Fuente: Elaboración Propia

La carga axial en la columnas es de 35 y 40 toneladas para carga última en las columnas de 25x45 y 30x45 respectivamente, por lo que es en esa zona donde se considerará el momento a evaluar.

El refuerzo de 20x50 tenía indicado un refuerzo longitudinal de 6 Ø 3/8", sin embargo, se verificó que no es recomendable ya que es inferior al fierro mínimo por flexión y el momento que generaría sería inferior al que estaría sometido según el modelo.

Demostración:

El acero de tracción sería 2 Ø 3/8", con un área de 1.42 cm².

El refuerzo mínimo para una sección rectangular está dado por la expresión:

$$A_s = \frac{0.71\sqrt{210} * 20 * 44}{4200} = 2.16\text{cm}^2$$

No podría aceptarse el refuerzo porque en caso el momento de flexión superara el momento de agrietamiento de la sección, habría una falla frágil. Además, el momento resistente del fierro colocado es menor al necesario. Así, se buscará colocar una mayor cantidad de fierro con la finalidad de buscar la falla dúctil por flexión.

Se colocarán 2 Ø 5/8" en los extremos de la aleta con la finalidad de incrementar el área de acero a tracción. Ahora el fierro a colocarse será 4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2.

Así, con $A_{st} = 4\text{cm}^2$, la resistencia a flexión de la aleta será: $\phi M_n = 6.3 \text{ Ton-m}$.

Para 25x45: $\phi M_n = 5.3 \text{ Ton-m}$.

Para 30x45: $\phi M_n = 10.0 \text{ Ton-m}$.

Así entonces podemos crear una relación momento resistente entre momento actuante y fuerza cortante resistente entre fuerza cortante actuante.

Tabla 16.- Relaciones momentos y cortantes resistentes vs actuantes para el refuerzo con aletas de concreto armado

Elemento	$\frac{\phi M_n}{M_u}$	$\frac{\phi V_n}{V_u}$
25x45	1.06	1.9
30x45	1.49	1.85
20x50	1.21	3.4

Fuente: Elaboración Propia

Con la gráfica anterior se ve claramente que en caso hubiese un sismo de gran magnitud, la falla iniciará por flexión y no bruscamente por cortante.

También se verificará la viga sobre la cual están los muros, ya que ahora se deberá verificar el cortante a una distancia igual a "d" de la cara de la nueva aleta de concreto armado.

La carga actuante en ese punto será: 7.8 toneladas provenientes del sismo y 0.9 toneladas a "d" de la cara por carga muerta.

Así, las fuerzas cortantes resistente y actuante en la viga serán:

$\phi V_n = 15.5$ toneladas y,

$V_u = 8.7$ toneladas.

Con lo que no habrá falla frágil con una relación $\frac{\phi V_n}{V_u} = 1.78$.

Finalmente, y para tener un sustento del modelo, también se creó en SAP 2000 el colegio típico para así demostrar el problema de columna por esfuerzos y no solo por desplazamientos.

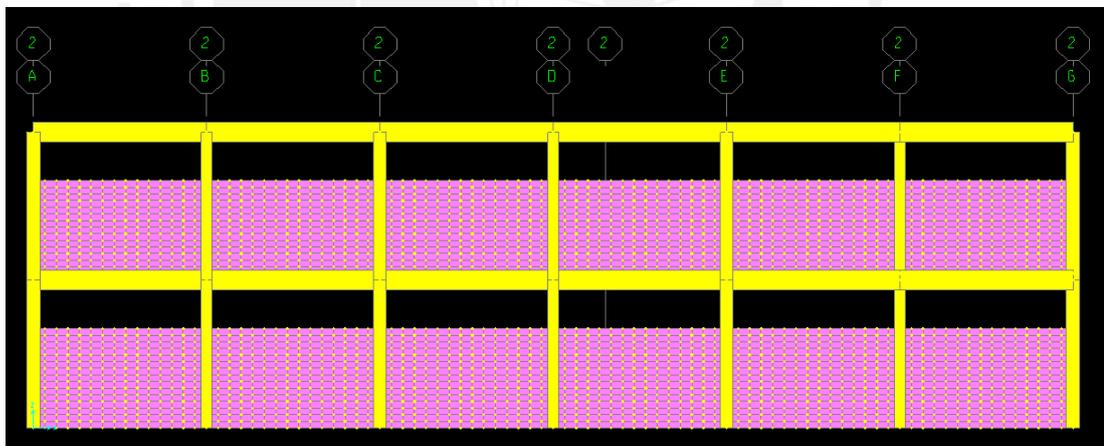


Figura 31.- Vista en elevación del colegio típico en SAP 2000.

Fuente: Elaboración Propia

Con este modelo se querrá comprobar que la falla se dará por cortante. Según los resultados del modelo, los momentos a la cara y fuerzas cortantes actuantes serán los siguientes:

En 25x45: $M_u = 4.3 \text{ ton-m}$ $V_u = 11.9 \text{ ton}$

En 30x45: $M_u = 5.9 \text{ ton-m}$ $V_u = 15.3 \text{ ton}$

Tabla 17.- Relaciones momentos y cortantes resistentes vs actuantes para el colegio típico.

Elemento	$\frac{\phi M_n}{M_u}$	$\frac{\phi V_n}{V_u}$
25x45	1.23	1.51
30x45	1.70	1.50

Fuente: Elaboración Propia

Con esta tabla se puede ver que la falla podría iniciar por flexión en las columnas de 25x45 y luego desencadenarse la falla por corte; No obstante, esta secuencia de falla no es siempre cierta ya que la verdadera resistencia de los elementos a las fallas descritas no es exacta. Asimismo, la experiencia ha indicado que la falla es casi siempre por corte.

- **Refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería**

El segundo refuerzo planteado consiste en incrementar la rigidez de la estructura mediante el cierre de algunos vanos del edificio con muros de albañilería. Estos muros serán de 25cm de espesor ocupando todo el espacio que encierran las columnas y vigas del paño a rellenar. El trabajo deberá ser el más sencillo posible. En un primer día debería tumbarse todos los muros y al siguiente armarse los muros que son un total de 12 (6 por piso). Se buscará que no se oscurezca todo el salón por lo que no habrá cierre de paño de 2 frente a frente.

Al aplicar este tipo de refuerzo, los salones de clases se oscurecerán, ocasionando que algunas pizarras se cambien se posición, pero se mantendrá la distribución arquitectónica original con los mismos ingresos a las aulas.

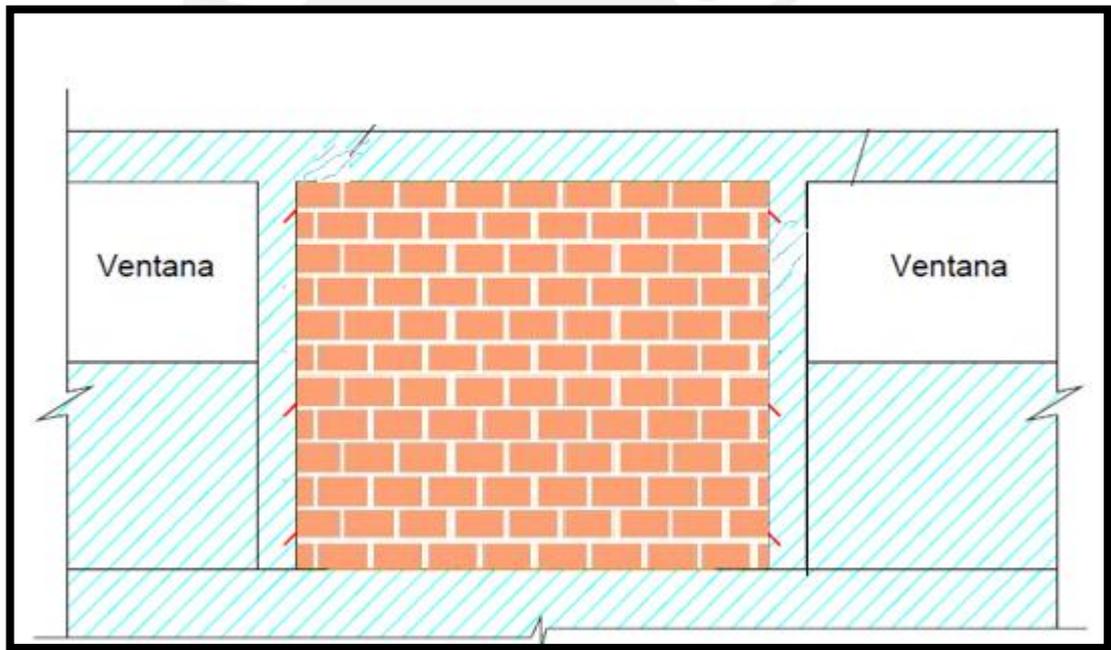


Figura 32.- Detalle en elevación del proceso constructivo para cerrar un paño con muro de albañilería de 25 centímetros

Fuente: Adaptado de informe DAI (2007)

Para la realización del modelo con software, el principal problema fue elegir cómo representar el muro a levantarse debido a que no se comportará como un muro de albañilería confinada ya que no se realizó el proceso constructivo muro-pórtico. Según la especificación del libro “Albañilería estructural” del ingeniero San Bartolomé, se puede hacer un modelo considerando un puntal tipo biela en la ubicación del muro como se describe en la imagen a continuación.

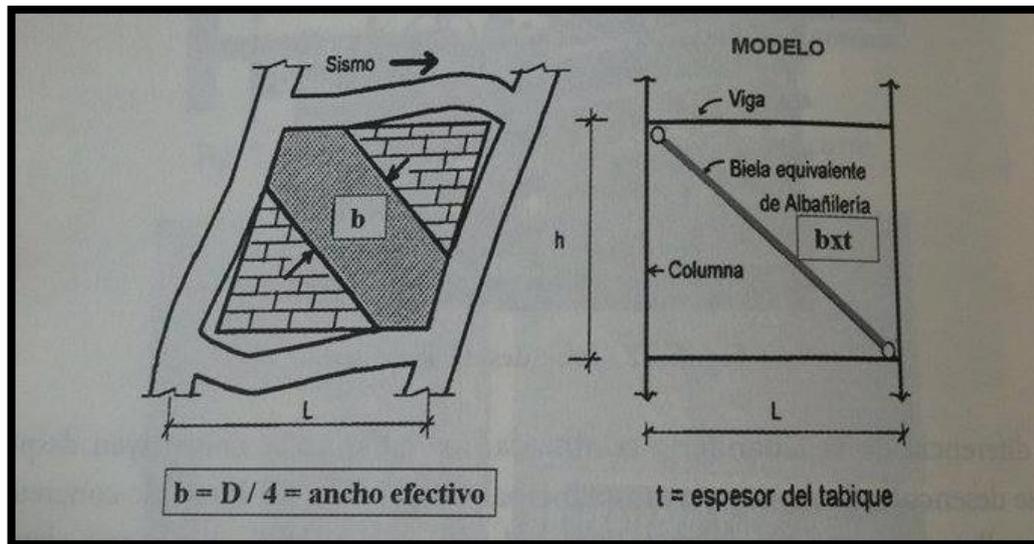


Figura 33.- Modelo de un tabique para el análisis sísmico

Fuente: Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería (2011)

Con las consideraciones indicadas se diseñó un arrioste de 25 cm de espesor (t) y 1.28 metros de peralte (b).

Con los detalles obtenidos se diseñó el modelo en el programa ETABS 2013.

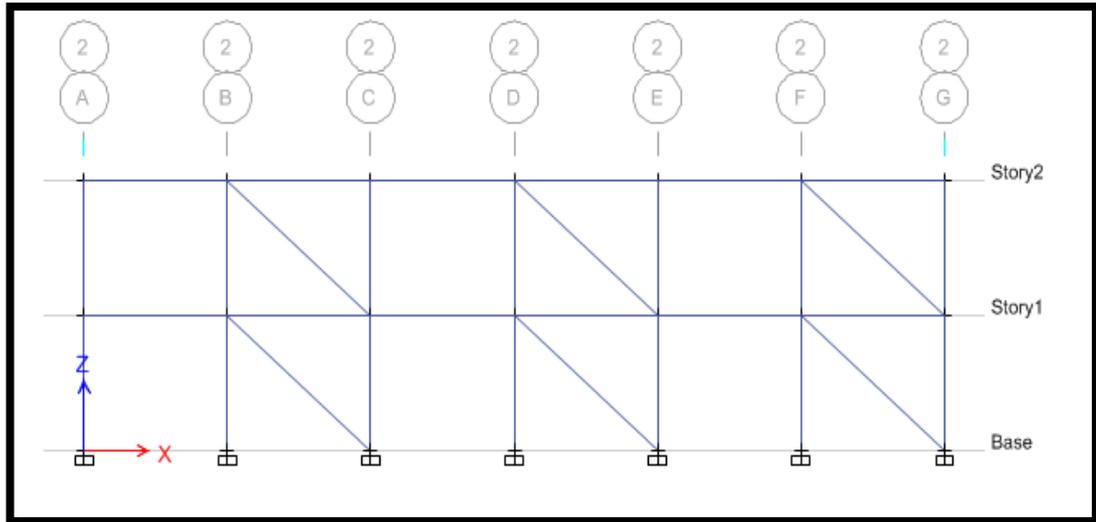


Figura 34.- Vista en elevación del colegio con el segundo modelo de muros

Fuente: Elaboración Propia

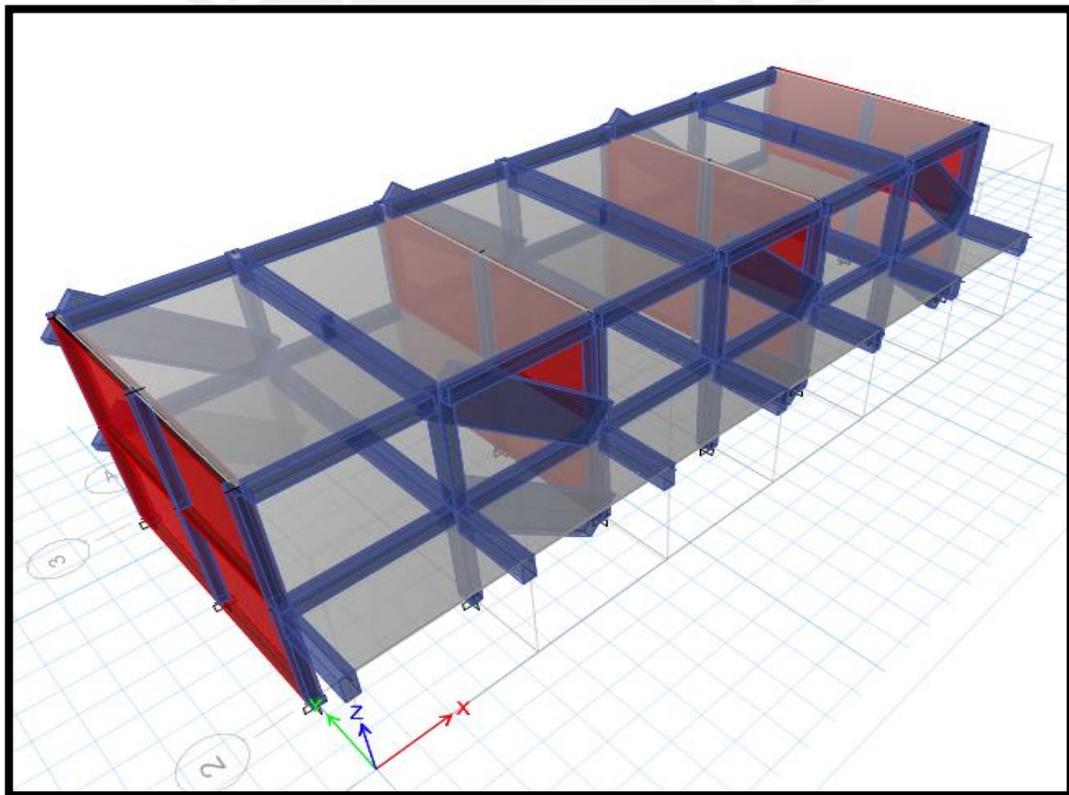


Figura 35.- Vista en 3D del colegio con el segundo modelo de muros

Fuente: Elaboración Propia

Con lo ya descrito anteriormente, se obtuvieron parámetros iniciales del modelo a analizar:

Período fundamental en X-X: $T=0.203$ segundos.

En este segundo modelo, el período es mayor que en un modelo con muros. Esto es aceptable porque los arriostres laterales colocados para simular los muros no aportan tanta rigidez como un muro hecho con el proceso constructivo correcto.

Tabla 18.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura.

Mass Summary by Diaphragm							
1 of 2 Reload Apply							
	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia tonf-m-s ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
▶	Story2	Diafragma 2	205473.38	205473.38	1431.4104	11.5314	6.075
	Story1	Diafragma 1	383979.6	383979.6	2788.2619	11.7	5.2533

Fuente: Elaboración Propia

Se tomarán como valores los siguientes

Peso del piso 1: 384.0 ton

Peso del piso 2: 205.5 ton.

Peso total del edificio = 589.5 ton.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se halla la distribución de fuerzas en la altura de la estructura, con los valores descritos anteriormente y la fórmula de la norma E.030 – 2014.

Análisis sísmico (longitudinal)			T=0.201 seg		
SISMO X-X					
Z	0.45		% del peso	0.62	62%
U	1.5				
C	2.5				
S	1.1		V =ZUCSP/R	364.75 ton	
R	3				
P	589.5 ton				
Entrepiso	h	h(al piso)	Peso	Pi*h	Fi (ton)
2	3.35	6.7	205.5	1376.85	188.57
1	3.35	3.35	384	1286.40	176.18
				2663.25	364.75

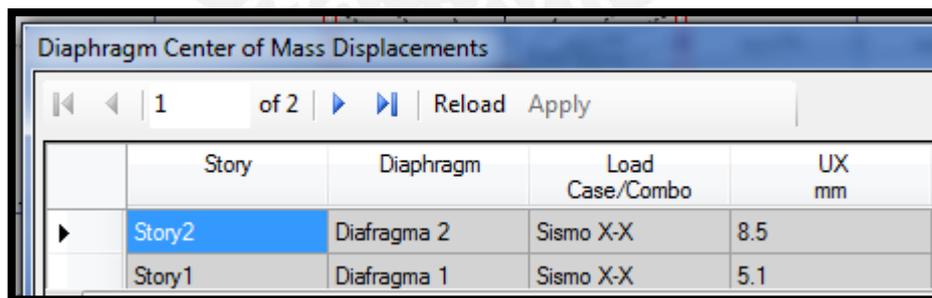
Figura 36.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal.

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base en el sentido longitudinal es 364.75 toneladas y se distribuye como 188.57 toneladas en el primer entrepiso y 176.18 toneladas en el segundo entrepiso.

Luego de puestas las fuerzas en el modelo, se verificarán los desplazamientos laterales en el modelo.

Tabla 19.- Desplazamientos elásticos en el colegio con el segundo modelo de muros según el programa ETABS 2013.



Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm
Story2	Diafragma 2	Sismo X-X	8.5
Story1	Diafragma 1	Sismo X-X	5.1

Fuente: Elaboración Propia

Los desplazamientos entregados por el software ETABS son elásticos y están reducidos por el factor de reducción de fuerza sísmica “R”. Para obtener los

desplazamientos inelásticos se tomará como referencia lo estipulado en la norma E.030 – 2014.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se obtienen los desplazamientos inelásticos esperados y se calcula la deriva en cada entrepiso.

Tabla 20.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal. R=3.

Piso	Desplazamiento Elástico (cm)	Desplazamiento Inelástico (cm)	Desplazamiento de entrepiso(cm)	Deriva Inelástica	Deriva Inelástica en %
Segundo Piso	0.85	1.9125	0.765	0.0023	0.23%
Primer Piso	0.51	1.1475	1.1475	0.0034	0.34%

Fuente: Elaboración Propia

Con los valores obtenidos y las especificaciones de la norma, se verificará si el diseño estructural es el apropiado.

Esta vez, las derivas inelásticas en el sentido longitudinal están dentro del rango aceptable por la norma para un sistema estructural de albañilería.

Primer Piso: 0.34%

Segundo Piso: 0.23%

Aceptado: 0.5%

Adicionalmente y más importante, los nuevos desplazamientos laterales son del orden de **1.2 centímetros**, lo que conlleva a solucionar el problema de columna corta.

Luego de verificarse desplazamientos y derivas, habrá que verificar si la albañilería falla debido a la interacción tabique-pórtico. Por tratarse de un muro dentro de un pórtico ya construido, habrá 3 posibles tipos de falla son los siguientes: Aplastamiento, tracción diagonal y cizalle.

Según la norma E.070, habrá que verificar que la carga de compresión actuante en el puntal equivalente de albañilería no sobrepase el menor de las 3 resistencias que tiene el tabique.

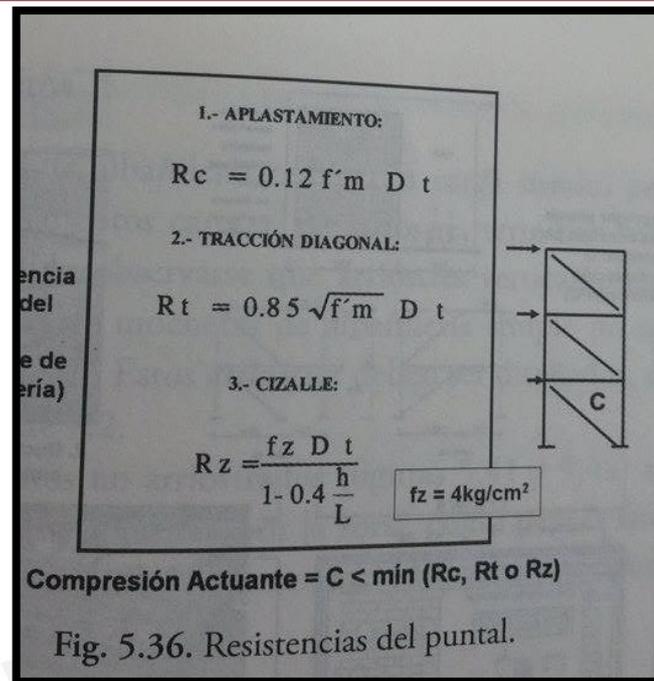


Figura 37.- Fórmulas para verificar las posibles fallas por interacción tabique-pórtico.

Fuente: Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería (2011)

Aplastamiento:

$$R_c = 0.12 * 65 * 514 * 25 = 100.23 \text{ toneladas}$$

Tracción Diagonal:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{65} * 514 * 25 = 88.1 \text{ toneladas}$$

Cizalle:

$$R_z = \frac{4 * 514 * 25}{1 - 0.4 * \frac{3.35}{5.14}} = 78.3 \text{ toneladas}$$

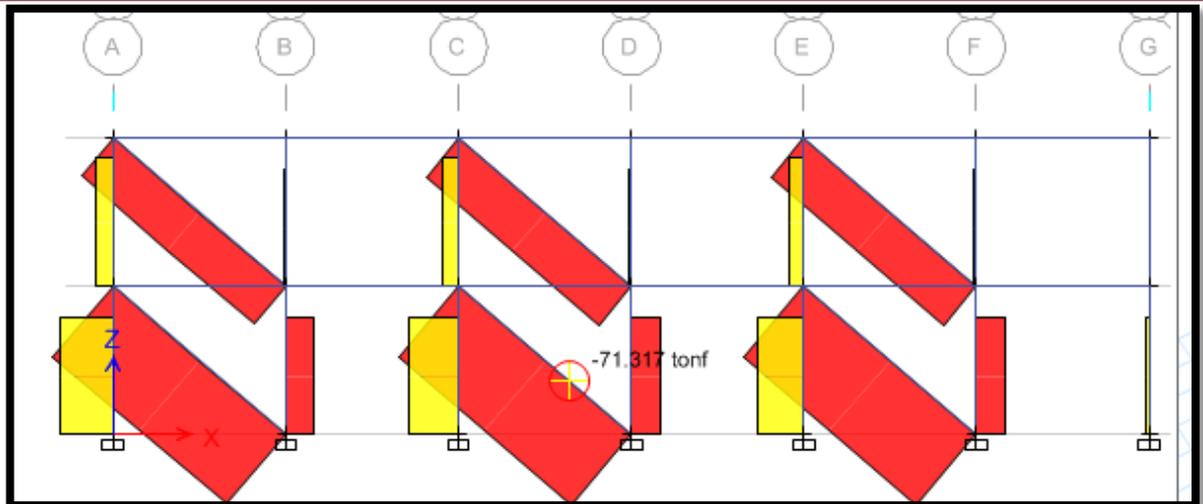


Figura 38.- Carga Axial en arriostres debido a la carga sísmica indicada en el modelo.

Fuente: Elaboración Propia

La carga máxima actuante en el puntal equivalente de albañilería para el modelo realizado es del orden de 71 toneladas en el primer piso y 39 en el segundo piso. Por lo tanto, no habrá problemas de falla en la albañilería.

Carga adicional en la zapata

Finalmente, deberá verificarse que debida la carga adicional en la cimentación, esta no falle. Así, la carga axial adicional sería:

$$Pu_{adicional} = (71 + 39) * \frac{3.9}{5.14} = 84 \text{ toneladas.}$$

Para análisis de cimentaciones, se utiliza carga en servicio, por lo tanto se reducirá 1.25 veces la carga sísmica encontrada con lo que la nueva carga axial será del orden de 65 toneladas.

Para el diseño de la cimentación no cuento con los planos originales pero haré una suposición, en la cual diseño yo la cimentación con los criterios que creo se utilizaron en su respectivo momento para un suelo de resistencia de 1 kg/cm², con lo que se obtiene un tamaño final de 2.7 x 2.7m.

Una zapata que recibe a la columna de 30x45 tendrá una carga axial en servicio de 38 toneladas, mientras que la zapata adyacente que recibe a la columna de 25x45 tendrá una carga axial en servicio de 45 toneladas ya que también recibe carga del muro portante transversal.

Luego del análisis sísmico indicado, se verificará si la cimentación será capaz de soportar la carga axial adicional. Cada cimentación estará ahora sometida a una carga de +65 o -65 toneladas dependiendo de su ubicación.

Así, una zapata simple estará sometida a una carga de 117 toneladas (38 + 65 + 14) y de ella resultaría un esfuerzo en el suelo del orden de 1.6 kg/cm². Sin embargo, la zapata contigua, estará sometida a un esfuerzo de tracción de 6 toneladas (45 – 65 + 14) y esto no es verdad. Ahora, para comprobar que las cimentaciones no fallarán, se hará un análisis de zapata combinada ya que entre zapatas hay un cimientto corrido que ayudará a que trabajen juntas. El análisis se muestra a continuación.

El área de cada zapata es $2.7 \times 2.7 = 7.29 \text{ m}^2$.

El área de la cimentación completa será $16.8 \text{ m}^2 = 7.29 \times 2 + 1.2 \times 0.6 + 2.5 + 0.6$.

La carga axial en las zapatas será -1 y +117 toneladas respectivamente. Así el momento resultante será 230 ton-m.

El esfuerzo en la cimentación será:

$$\sigma = \frac{125}{16.8} \pm \frac{230(3.3)}{70} = 7.4 \pm 10.8$$

Así, el esfuerzo más grande será del orden de 1.8 kg/cm² y el menor de -0.4 kg/cm². Como las cimentaciones no pueden resistir tracciones, se hará una redistribución de esfuerzos hasta el punto de esfuerzo = 0.

La excentricidad será $M/P = 1.9 \text{ m}$; así, serán 4.5 metros de cimientto que estarán en compresión, mientras que los 2.1 metros restantes no tendrán carga.

En caso, el suelo realmente tenga resistencia de 1 kg/cm², la cimentación fallaría. No obstante, se puede aceptar que el suelo para análisis de cimentaciones resista 30% más de lo que dicte el estudio de suelo. Así, estaríamos cerca 1.3 vs 1.5 kg/cm² pero en caso de sismo severo podría haber problemas de cimentación.

- **Refuerzo 3: Arriostres laterales entre columnas**

El tercer refuerzo planteado consiste en incrementar la rigidez de la estructura mediante el uso de arriostres de acero. La distribución de los arriostres deberá ser la necesaria, evitando altos costos por la cantidad de acero a utilizar o la instalación. El perfil elegido será uno sísmicamente compacto y simétrico, tal que su diseño, instalación y desempeño sean óptimos.

Se buscará que los arriostres no interfieran con la arquitectura del colegio por lo que se colocarán arriostres en X a los lados posteriores de las aulas, para así no interferir con las puertas, evitar distracciones en los alumnos y proteger los arriostres del intemperismo. A continuación se muestra una vista de cómo sería la instalación de los arriostres a la columna existente.

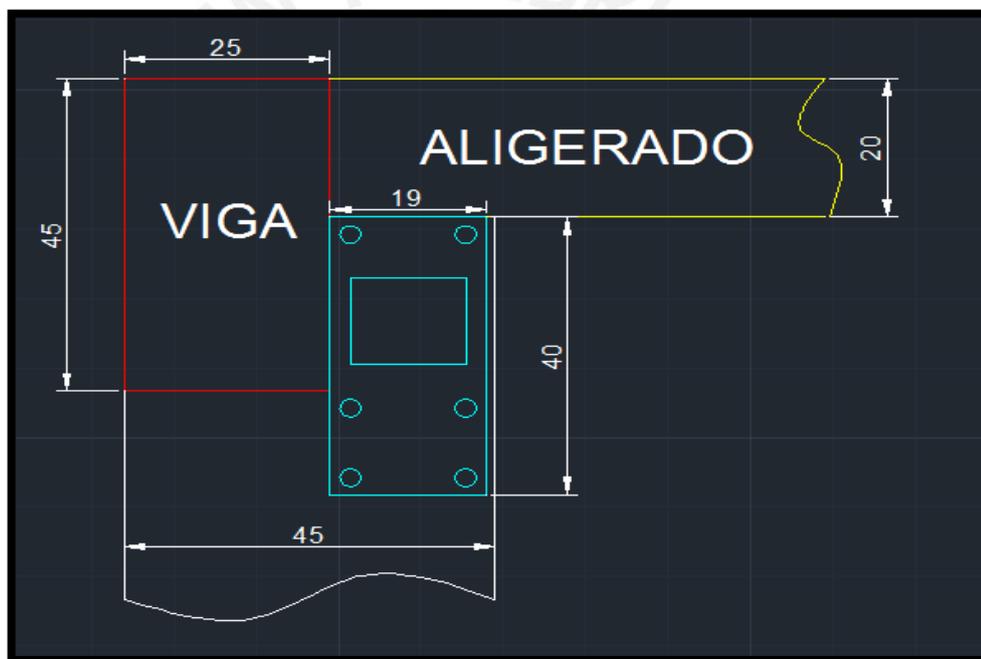


Figura 39.- Detalle de la instalación de la placa de acero en la columna.

Fuente: Elaboración propia

El perfil a utilizarse será un HSS 5x5x3/16, el cual es fabricado en acero A36 ($F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi). Se probó el perfil en el programa ETABS y tuvo resultados satisfactorios. Se modeló como un elemento tipo *frame* con articulaciones en sus extremos, conservándose todos los datos del colegio original. Sobresaldrán 2 cartelas de la placa de acero para así instalarse más fácilmente en obra con pernos. La cartela tiene dimensiones 7"x5"x1/2" y los pernos necesarios serán 6 de 1/2", 4 en cada cartela.

Luego se diseñó un modelo en el programa ETABS 2013.

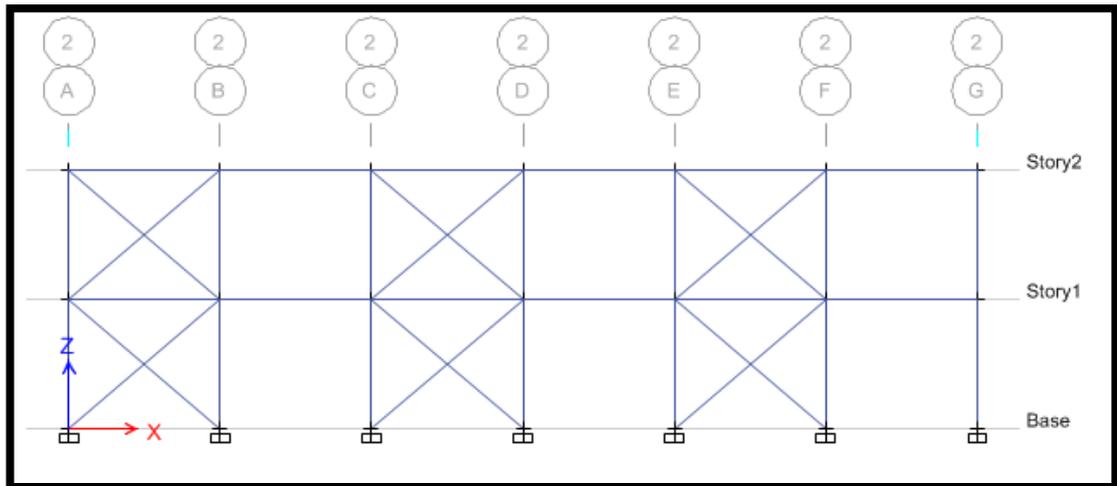


Figura 40.- Vista en elevación del colegio con arriostres laterales.

Fuente: Elaboración Propia

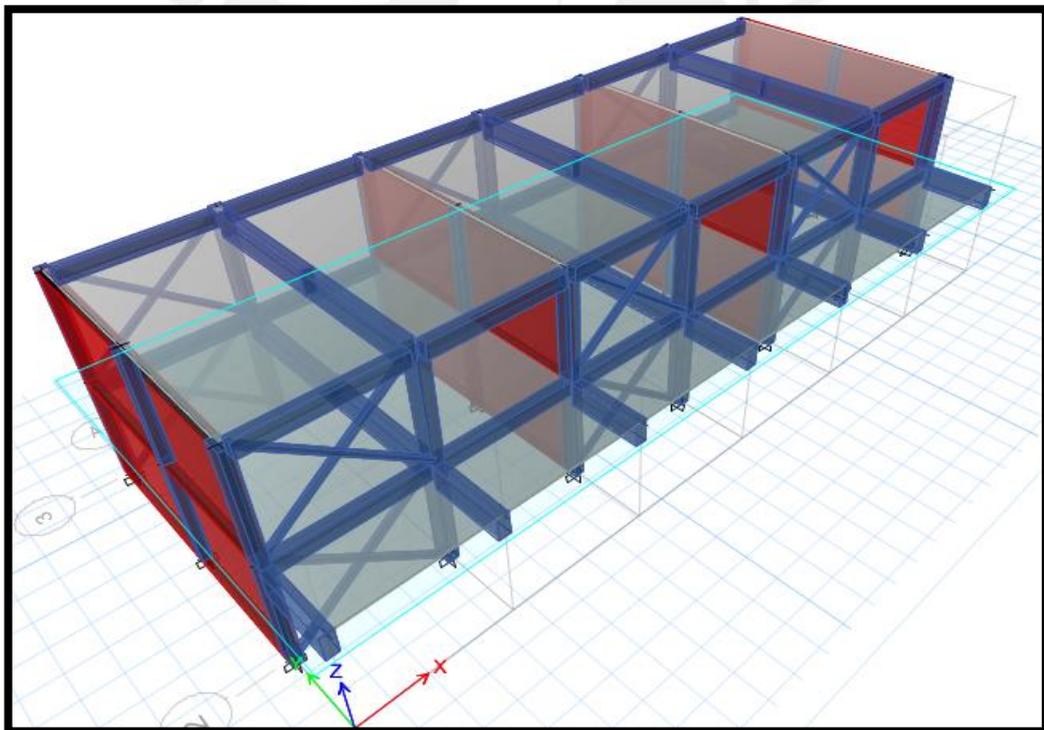


Figura 41.- Vista en 3D del colegio con arriostres laterales

Fuente: Elaboración Propia

Con lo ya descrito anteriormente, se obtuvieron parámetros iniciales del modelo a analizar:

Período fundamental en X-X: $T=0.20$ segundos

Tabla 21.- En la tabla se muestran los pesos de la estructura.

Mass Summary by Diaphragm							
2 of 2 Reload Apply							
	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia tonf-m-s ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
	Story2	Diafragma 2	188488.87	188488.87	1323.2468	11.6919	6.075
	Story1	Diafragma 1	350010.59	350010.59	2568.1775	11.6913	5.1736

Fuente: Elaboración Propia

Se tomarán como valores los siguientes

Peso del piso 1: 350.0 ton

Peso del piso 2: 188.5 ton.

Peso total del edificio = 538.5 ton.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se halla la distribución de fuerzas en la altura de la estructura, con los valores descritos anteriormente y la fórmula de la norma E.030 – 2014.

Análisis sísmico (longitudinal)			T=0.19 seg		
SISMO X-X					
Z	0.45		% del peso	0.31	31%
U	1.5				
C	2.5				
S	1.1		V =ZUCSP/R	166.60	ton
R	6				
P	538.5	ton			
Entrepiso	h	h(al piso)	Peso	Pi*k	Fi (ton)
2	3.35	6.7	188.5	1262.95	86.39
1	3.35	3.35	350	1172.50	80.21
				2435.45	166.60

Figura 42.- Obtención de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal.

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base en el sentido longitudinal es 166.6 toneladas y se distribuye como 80.21 toneladas en el primer entrepiso y 86.39 toneladas en el segundo entrepiso.

Luego de puestas las fuerzas en el modelo, se verificarán los desplazamientos laterales en el modelo.

Tabla 22.- Desplazamientos elásticos en el colegio con el tercer modelo según el programa ETABS 2013.

Diaphragm Center of Mass Displacements				
1 of 2 Reload Apply				
	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm
▶	Story2	Diafragma 2	Sismo X-X	4.2
	Story1	Diafragma 1	Sismo X-X	2.6

Fuente: Elaboración Propia

Los desplazamientos entregados por el software ETABS son elásticos y están reducidos por el factor de reducción de fuerza sísmica “R”. Para obtener los desplazamientos inelásticos se tomará como referencia lo estipulado en el proyecto de norma E.030 – 2014.

Con ayuda de una hoja de cálculo (Excel) se obtienen los desplazamientos inelásticos esperados y se calcula la deriva en cada entrepiso.

Tabla 23.- Desplazamientos laterales y derivas en el sentido longitudinal.

Piso	Desplazamiento Elástico (cm)	Desplazamiento Inelástico (cm)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Deriva Inelástica	Deriva Inelástica en %
Segundo Piso	0.42	1.89	0.72	0.0021	0.21%
Primer Piso	0.26	1.17	1.17	0.0035	0.35%

Fuente: Elaboración Propia

Con los valores obtenidos y las especificaciones de la norma, se verificará si el diseño estructural es el apropiado.

Esta vez, las derivas inelásticas en el sentido longitudinal están dentro del rango aceptable por la norma para un sistema estructural de concreto armado.

Primer Piso: 0.35%

Segundo Piso: 0.21%

Aceptado: 0.7%

En este refuerzo, los nuevos desplazamientos laterales son del orden de **1.2 centímetros**, lo que conlleva a solucionar el problema de columna corta.

Posteriormente se corroboró que los arriostres utilizados no solo brindaban la rigidez necesaria para evitar el problema de columna corta, sino que resistía las cargas provenientes del sismo y que no habría problemas extra en los elementos debido a la carga residual post fluencia de los arriostres.

Del análisis con ETABS, se obtuvo que las cargas máximas a obtenerse en los arriostres eran del orden de 16 toneladas en compresión o tracción. Se diseñará con el máximo en compresión, que pasado a unidades inglesas redondeado sería 35 kips.

Verificación de resistencia de perfiles

Usando el manual del AISC (13 edición), se diseñó a tracción y compresión con ayuda de la tabla 4.22 "Available critical stress for compression members".

$$\text{Tracción máxima} = 0.9 * F_y * A_g = 0.9 * 36 * 3.28 = 106 \text{ kips}$$

$$\text{Compresión máxima: } \frac{KL}{r} = \frac{16.9}{1.51} = 11.2 \rightarrow Y \text{ de tabla. } \phi F_{cr} = 31.3$$

$$\therefore \phi P_n = 31.3 * 3.28 = 103 \text{ kips}$$

Luego, los arriostres producen una carga axial residual en las columnas donde estén anclados. Para el análisis post fluencia se usará un factor de $R_y=1.6$.

$$\text{Tracción} \rightarrow P_{max} = R_y * A_g * F_y = 1.6 * 3.28 * 36 = 189 \text{ kips.}$$

$$\text{Compresión} \rightarrow 0.3P_n = 0.3 * 103 = 31 \text{ kips}$$

$$P_{residual} = (189 + 31) * \left(\frac{3.35}{5.14}\right) * 2 = 287 \text{ kips}$$

Por geometría, la carga axial residual en la columna es 287 kips, igual a 130 toneladas.

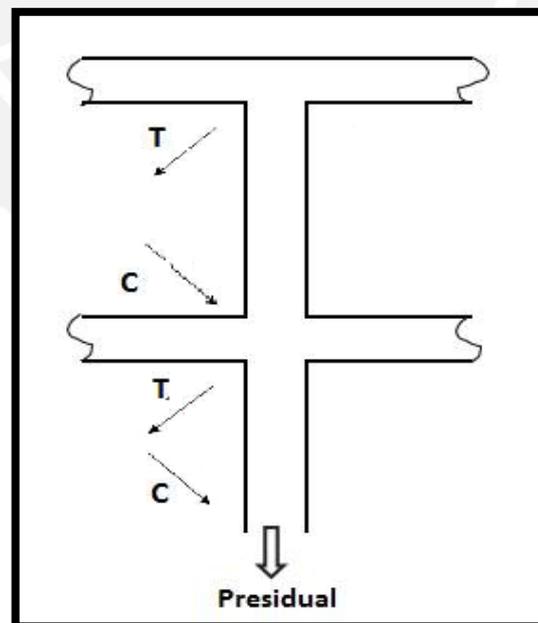


Figura 43.- Distribución de las fuerzas en los arriostres para el análisis de carga residual.

Fuente: Elaboración Propia

La columna más esforzada según el diseño tendría entonces $130 + 28 = 158$ toneladas de carga axial y un momento casi despreciable (2 ton-m). Esta columna es del tipo C2 y tiene dimensiones 30x45. Debido al pequeño momento no será necesaria la construcción de un diagrama de interacción y solo se verificará la compresión resistente.

$$\emptyset P_n = 0.8 * 0.7 * P_o = 164 \text{ ton} > 158 \text{ ton}$$

\therefore No hay problema

Ahora, se procederá con el diseño de los pernos de anclaje. Para esto se utilizó el programa "Simpson Strong-Tie Anchor Designer", un software desarrollado por la marca Simpson, especialistas en pernos de anclaje. La carga de tracción máxima obtenida en el primer nivel es de 16 toneladas ≈ 35 kips.

Los pernos de anclaje estarán sujetos a tracción y cortante en la siguiente distribución:

$$\text{Tracción } N_u = 35 * \frac{3.9}{5.14} = 26.6 \text{ kips.}$$

$$\text{Cortante } V_u = 35 * \frac{3.35}{5.14} = 22.8 \text{ kips.}$$

Como se mencionó, los arriostres estarán en la parte interior de las aulas, por lo tanto, el área disponible para colocar la plancha de acero es:

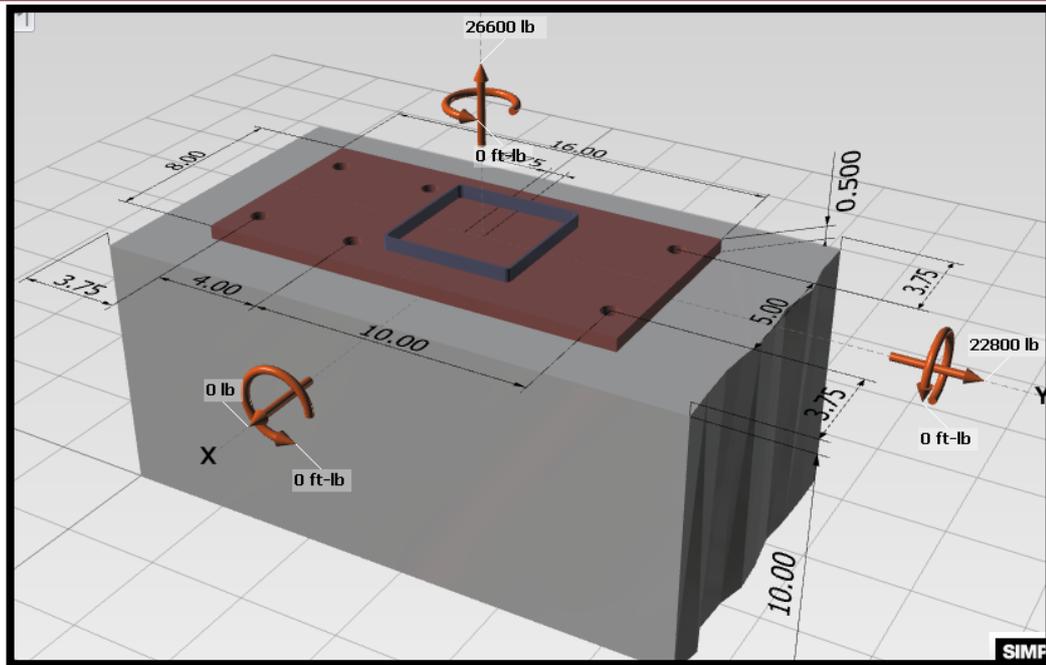


Figura 44.- Diseño de pernos de anclaje con el software Simpson Strong Tie Designer. Todas las dimensiones están en pulgadas.

Fuente: Elaboración Propia

Según el programa y la distribución propuesta, son necesarios 6 pernos de 5/8", con una plancha de 20 x 40 centímetros cuyo espesor será de 1/2".

Carga adicional en la zapata

Debido a los arriostres colocados, habrá una carga axial adicional en la zapata que provendrá de los 2 pisos superiores. La carga será de

$$(T1 + C1 + T2 + C2) * \frac{3.35}{5.14} = 32 \text{ toneladas}$$

La carga en la zapata será reducida 1.25 veces para llegar a carga de servicio. Entonces, la carga adicional será del orden de 25 toneladas. La diferencia fundamental entre esta carga adicional y el modelo de cierre de paños es que el factor de reducción de carga sísmica en este modelo es de 6 mientras que en el de muros es de 3.

Así una zapata simple (la más esforzada) tendrá una carga axial de 38+14+25 = 77 toneladas y su esfuerzo será de 1kg/cm2. Con esto se verifica que no habrá problemas en la cimentación. Caso similar en la zapata contigua debida la simetría.

VI. Metrado económico en cada tipo de refuerzo

Para realizar un comparativo, se buscará estimar un precio que dependerá de los materiales a utilizar y los trabajos a realizar en cada uno de los refuerzos.

El precio del acero fue obtenido de la obra de mi actual trabajo con lo que obtuve:

Costo de varilla de 5/8 = 45 soles

Costo de varilla de 1/2 = 27 soles

Costo de varilla de 3/8 = 20 soles

El precio del concreto actual es de aproximadamente 90 dólares el m³. Así, tomaré como 1m³ = 280 soles. (Fuente: clase de tecnología del concreto con el ing. Enrique Pasquel). Dato corroborado con el proyecto de Lince donde 1 m³ = 270 soles.

El precio del ladrillo King Kong por millar es de 680 soles. (Fuente: web del ministerio de vivienda). Aproximadamente 47 soles por m².

El precio de los pernos de 5/8" es de 8 soles c/u. (Fuente: APU de provías).

El precio aproximado de una plancha de acero de 5mm con peso de 7.6 kg = 28 soles. Aproximaremos al acero trabajado como 4 soles x kg. (Fuente: catálogo de Censosud)

- **Refuerzo 1: Colocación de aletas de concreto armado**

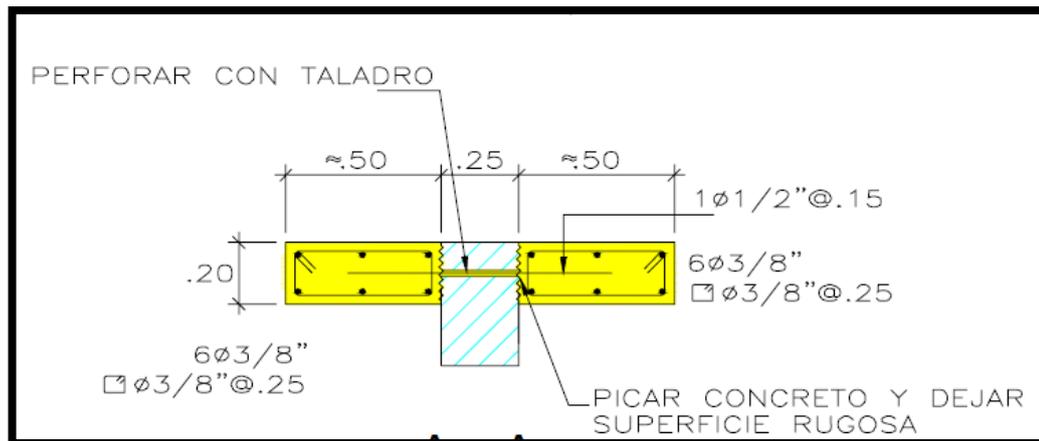


Figura 45.- Detalle en planta del proceso constructivo para reforzar una columna con aletas de concreto armado

Fuente: Informe DAI (2007)

Materiales a utilizar

Se colocarán 24 columnetas por piso, por lo tanto habrá 48 columnetas.

El volumen de cada columneta será de $0.5\text{m} \times 0.2\text{m} \times 2.9\text{m} = 0.29 \text{ m}^3$.

Como son 48 columnetas: $0.29 \times 48 = 13.92 \approx 14 \text{ m}^3$

$14 \times 270 = 3780$ soles

El acero por columneta será (en varillas): $2 \text{ } \varnothing 5/8''$, $2 \text{ } \varnothing 1/2''$, $2 \text{ } \varnothing 3/8''$ y 1kg de alambre.

Costo de varilla de $5/8 = 45$ soles

Costo de varilla de $1/2 = 27$ soles

Costo de varilla de $3/8 = 20$ soles

Costo de 1 kg de alambre = 5 soles

$\therefore (45 + 27 + 20) \times 2 + 5$ soles = 184 soles.

$184 \times 48 = 8832$ soles.

Precio referencia de **mano de obra** será:

Encofradores (incluye encofrados y desmoldante) = 120 soles

Armado de fierro y vaciado = 80 soles

Corte de muro = 10 soles.

∴ Mano de obra = 210 x 48 = 10080 soles.

Eliminación de desmonte aproximado = 18 soles por m³.

0.5 x 0.2 x 2.9 = 14 m³.

∴ Eliminación de desmonte = 250 soles.

COSTO TOTAL (redondeado) = 23000 soles.

El detalle del cálculo de varillas de fierro se mostrará a continuación.

Se utilizarán 4 fierros de 5/8" y 2 de 1/2" en cada ensanche. El detalle del tamaño de cada uno de estos fierros se muestra en la Figura 45.

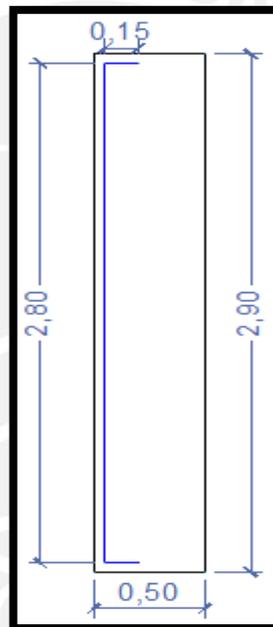


Figura 46.- Detalle de la longitud del fierro para las aletas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

$$L = 2.8 + 0.15 * 2 = 3.1m$$

La longitud total de cada fierro es 3.1 metros.

En cada columneta se utilizarán 2 varillas de 5/8" y 1 de 1/2 para fierro longitudinal.

1.2.- Estribos:

Se utilizarán estribos de diámetro 3/8" espaciados 25 centímetros a lo largo de cada ensanche. El detalle del tamaño de estos estribos se muestra en la figura 47.

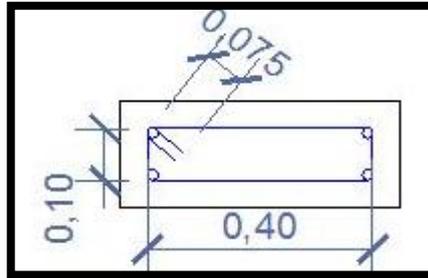


Figura 47.- Detalle de la longitud de cada estribo

Fuente: Elaboración Propia

$$L = 0,4 * 2 + 0,1 * 2 + 0,075 * 2 = 1,19 \text{ m} \approx 1,2 \text{ m}$$

En cada columna habrá 12 estribos. Con una varilla se hacen 7 estribos, así que se utilizarán 2 varillas por cada columneta.

1.3.- Conectores:

Se utilizarán conectores de diámetro 1/2" espaciados 15 centímetros a lo largo de cada ensanche. En cada columna habrá 20 conectores. Habrá 2 tipos de conectores; los de columnas internas, que medirán 80 cm; y los de columnas externas, que medirán 50 cm. Se utilizará 1 de 1/2" por cada columneta.



Figura 48.- Detalle del corte necesario para colocar el ensanche de columnas

Fuente: Adaptado de conferencia de Antonio Blanco (2014)

- **Refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería**

Se colocarán 6 muros de 2 pisos, por lo tanto habrá 12 muros.

El área de cada muro de **albañilería** es aproximadamente $3.6 \times 2.9 = 10.44 \text{ m}^2$

Como son 12 muros: $10.44 * 12 = 125.28 \text{ m}^2$

$125.28 \times 69 \text{ ladrillos} = 8644 \approx 9000 \text{ ladrillos}$.

El precio por millar de ladrillos es 680 soles.

$\therefore 680 \times 9 = 6120 \text{ soles}$.

Por muro se utilizará un aproximado de 1 m^3 de **arena** (50 soles/ m^3) y 7 bolsas de **cemento** (19 soles/bolsa).

$50 \times 12 + 7 \times 19 \times 12 = 2200 \text{ soles}$.

Precio referencia de **mano de obra** para armado de muro de cabeza = 25 soles/ m^2 .*

$\therefore \text{Mano de obra} = 25 * 125.28 = 3130 \text{ soles}$.

Eliminación de desmonte aproximado = 18 soles por m^3 .

$125.28 \times 0.2 = 25 \text{ m}^3$.

∴ Eliminación de desmonte = 450 soles.

COSTO TOTAL (redondeado) = 12000 soles.

*La eliminación del muro de soga existente está contemplada en este costo.

- **Refuerzo 3: Arriostres laterales entre columnas**

Se colocarán 12 arriostres en cada piso, por lo tanto habrá 24 arriostres.

El peso específico del acero se considerará como 7800 kg/m³.

Un perfil de acero pesará: $5.2 \times 0.127 \times 0.005 \times 4 \times 7800 = 103 \text{ kg}$.

$103 \times 24 \text{ perfiles} = 2472 \text{ kg} \approx 10000 \text{ soles}$.

Las planchas de acero serán de 20 x 40 cm con espesor de 1/2":

$0.2 \times 0.4 \times 0.0127 \times 7800 = 7.92 \text{ kg/cartela}$.

Con 48 planchas a 4 soles por kg serán $7.92 \times 48 \times 4 = 1520 \text{ soles}$.

En cada plancha habrá 6 pernos de 5/8" a un costo de 8 soles cada uno.

$6 \times 8 \times 48 = 2300 \text{ soles}$.

Habrán 2 cartelas de 7"x5"x1/2" en cada plancha:

$0.127 \times 0.178 \times 0.0127 \times 7800 = 2.24 \text{ kg} \times 96 \text{ cartelas} \times 4 \text{ soles} = 860 \text{ soles}$.

En cada cartela habrá 6 pernos de 1/2" a un precio aproximado de 6 soles cada uno.

$6 \times 6 \times 96 = 3456 \text{ soles}$.

Un kit de epóxico de 3 litros cuesta 270 soles (Marca Sicadul 31, referencia de proyecto en Lince). Se comprarán 9 litros como aproximado, así el precio del epóxico será 810 soles.

El costo de mano de obra aproximado será:

Operario = 17 soles/hora, Oficial = 14 soles/hora, Ayudante 10 soles/hora.

Colocación de un perfil de acero + anclaje de planchas metálicas en obra = 3 horas.

$3 \text{ horas} \times 24 \text{ arriostres} \times 41 \text{ soles/hora} \approx 3000 \text{ soles}$.

COSTO TOTAL (redondeado) = 22000 soles.

VII. Análisis de resultados

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios ya que se reducían considerablemente los desplazamientos originados por los sismos y se evitaba el problema de columna corta. Los resultados obtenidos en el análisis sísmico y el costo de intervención se muestran en la siguiente figura.

Refuerzo	Periodo (s)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva	Costo (S/.) de intervención	Costo (S/.) de intervención por m2
Sin refuerzo	0.578	71.4	2.13%	0	0
Aletas	0.17	18	0.80%	23000	56.10
Muros	0.203	7.2	0.21%	12000	29.27
Arriostres	0.19	8.1	0.24%	22000	53.66

Figura 49.- Resultados obtenidos del análisis sísmico y económico. El desplazamiento de entrepiso y la deriva son los valores máximos obtenidos ya sea en el primer o segundo nivel

Fuente: Elaboración Propia

La deriva de 0.8% será aceptada ya que es muy cercana a la exigida por la norma y se ha demostrado en ensayos de laboratorio y tesis pasadas que inclusive hasta con derivas del orden de 1% no hay fisuras considerables por flexión debida a la ductilidad provista por estribos.

VIII. Conclusiones

Los colegios tipo modular 780 pre que se analizaron en esta tesis tienen problemas en diseño y muchas veces también en construcción. Los problemas estructurales pueden remediarse con reforzamientos como los planteados en este proyecto. No obstante, los problemas en construcción solo son evidentes luego de un evento sísmico como los que se muestran en los anexos.

El primer modelo sin refuerzo corroboró que había un grave problema de desplazamientos laterales debido a la poca rigidez longitudinal, en los resultados se puede observar que en un nivel había más de 7 centímetros de desplazamiento, en cuyo mejor caso los tabiques se separaron de las columnas 1 o 2 pulgadas, siendo este insuficiente. Además, la distorsión supera en 3 veces la exigida por la norma

(2.13% vs 0.7%). Asimismo, cuando se verificó que en caso exista un sismo grande, la falla sería por corte antes que por flexión, siendo esta una falla frágil y brusca.

En el modelo con aletas de concreto armado, se observó buen comportamiento, ya que las nuevas aletas toman una parte considerable del cortante de sismo. En este refuerzo, no se busca evitar la columna corta separando los tabiques de las columnas, sino hacer que los tabiques trabajen en conjunto con las columnas que se ensancharán y reforzarán para que cuando tengan que fallar sea por flexión y no por corte. El coste de intervención oscilará entre 20000 y 25000 soles según la ubicación de la edificación y los materiales son fáciles de conseguir. Este método es aceptado principalmente porque no tiene el problema de ventilación y luz como el cierre de paños y no necesita personal muy capacitado como en el de arriostres de acero.

El refuerzo de cierre de paños es similar a uno que se propuso años atrás por el ingeniero Antonio Blanco, pero con dos muros más por piso. La principal ventaja de este sistema es que es bastante económico y cumple con las normas según desplazamientos y derivas. Se tumbarán muros y se colocarán nuevos, cuya implementación no necesita mano de obra especializada y es bastante económica pudiéndose reducir el costo en mano de obra por colaboradores locales. Habrá dos problemas en este refuerzo: El primero es en el tema de la iluminación y ventilación de las aulas, las cuales se oscurecerán por los nuevos muros completos sin ventana. El segundo, es en las cimentaciones, que dependiendo de la capacidad portante del suelo, estas podrían fallar. Este refuerzo puede aplicarse en modelos tipo sierra donde se utilizó una cimentación continua como si se combinaran todas las zapatas.

Finalmente, el modelo con arriostres de acero se comporta de manera satisfactoria a pesar de usarse perfiles bastante pequeños. Se podrían utilizar arriostres más grandes para brindar mayor rigidez y reducir desplazamientos, pero podría haber un problema de carga residual como se mencionó anteriormente. En este modelo, la arquitectura se mantiene bastante bien, ya que los arriostres irán en el interior de las aulas, en la parte posterior. En las cimentaciones no habrá problemas en este refuerzo según lo visto anteriormente. Recomiendo este sistema para colegios donde se pueda acceder a mano de obra calificada como en Lima. El coste de intervención es similar al de ensanche de columnas.

El principal objetivo del diseño sísmico es la protección de la vida durante grandes sismos, pero además, se busca que no haya grandes costos de reparación en eventos menores.

El propósito de esta tesis no es determinar una solución definitiva que esté acorde con todas las exigencias de las normas peruanas, sino presentar una serie de alternativas con diferente grado de desempeño y costo que pueden ser utilizadas en diferentes localidades dependiendo de la política de zona y disponibilidad de recursos.

El objetivo principal del refuerzo de estos colegios es evitar el fenómeno de columna corta que en nuestra historia ha sido causante de daños medianos y severos en locales escolares de esta tipología. En investigaciones pasadas se ha demostrado que el costo de reparación después de un terremoto de magnitud > 8 Mw solo de locales escolares sería demasiado elevado; sin embargo, el costo de reforzarlos preventivamente es varias veces menor.

El problema de columna corta y la falta de rigidez longitudinal no son los únicos problemas que aquejan estos locales escolares, sino también temas de mantenimiento que devienen en corrosión, humedad y recubrimientos desprendidos. Estos casos no fueron analizados ya que dependen de cada estructura y su situación actual. Antes de hacer una intervención, deberá haber una supervisión por un especialista para aprobar la aplicación de un refuerzo.

En muchos edificios, el alfeizar de las ventanas está adosado a las columnas y se restringe su movimiento durante un sismo (...). (INFORME DAI 28/06/07; página 26). Para este caso, no se podría implementar la solución de arriostres de acero porque el choque tabique – columna es inminente.

No mencionado anteriormente, pero inclusive durante un sismo pequeño, el refuerzo evitará el daño a puertas y ventanas, así como la percepción de movimiento, debido al incremento de rigidez cuyo objetivo es restringir desplazamientos.

IX. Bibliografía

- Alva JE, Vásquez D. (1999). Terremoto de Nasca, 12 de noviembre de 1996. Ponencia presentada a la segunda conferencia internacional de ingeniería geotécnica sísmica. Lisboa, 21-25 de junio 1999. Vol 2, pp 749-758. Portugal. [http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis21_a.pdf]
- AISC. Steel Construction Manual 13 edition.
- AISC 327-05 Seismic Design Manual.
- Blanco, A. (2005). Las Estructuras de los Centros Educativos en el siglo XX en el Perú. Diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la universidad Católica del Perú, PUCP. Perú.
- Blondet M, Muñoz A, Carpio J. (2007). Protección sísmica de la infraestructura educativa: La experiencia peruana, PUCP. Perú.
- Mc Cormac. Diseño de estructuras de acero. 5 Edición.
- Muñoz, A. 1997. Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente. Lima: Departamento de Ingeniería, PUCP.
- Muñoz, A. 2014. Ingeniería Antisísmica. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Muñoz A, Blondet M. (2007). Reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares peruanas en alto riesgo. Lima: Departamento de Ingeniería, PUCP.
- Muñoz A, Montalbetti A, Tinman M. (1997). Daños en Estructuras de Concreto Armado Ocasionados por el Sismo de Nasca en Noviembre de 1996. Lima: Departamento de Ingeniería, PUCP. Perú.
- Muñoz A, Jurado C, Navarro L. (2007). Técnicas de Reforzamiento de Bajo Costo para Edificios Escolares Peruanos. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. México.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.020 Cargas, 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 2014.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.060 Concreto Armado, 2009.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.070 Albañilería, 2006.
- Ottazzi G. 2007. Diseño en concreto armado Lima: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé A., Estudio Experimental de una Técnica de Reforzamiento para Edificaciones Existentes con Problemas de Columna Corta, DI-SIC-99-01. PUCP, 1999

- San Bartolomé A., Quiun D, Silva W. (2011). Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería. Lima: Fondo editorial PUCP.
- Santa Cruz, S. (2014). Lecciones aprendidas: Infraestructura de locales escolares.
- SENCICO. 2014. Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento – SENCICO.
- Simpson Strong Tie Designer. Consulta 17 de abril de 2014. <<http://www.strongtie.com/>>
- Tavera, H. (2014) "Desde el terremoto de 1746 estamos en silencio sísmico". [Videograbación]. Lima: Frecuencia Latina. Consulta 02 de junio de 2014. <<http://www.frecuencialatina.com/sinmediastintas/noticias/hernando-tavera-desde-el-terremoto-de-1746-estamos-en-silencio-sismico>>
- Tolmos, Lacambra y Tsuneki. (2010) "Remezón Sísmico". Caretas. Lima, pp. 34-36. Consulta 02 de junio de 2014. <<http://www.caretas.com.pe/Main.asp?T=3082&id=12&idE=871&idSTo=355&idA=45459#.U4zXlVldVps>>