


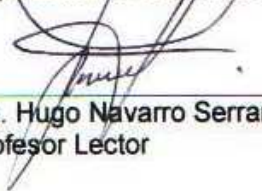
**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE  
PROYECTO DE GRADUACIÓN**

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Mauricio Carranza Solano, Ing. Hugo Navarro Serrano, Ing. Sonia Vargas Calderón, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.




---

Ing. Gustavo Rojas Moya.  
Representante del Director



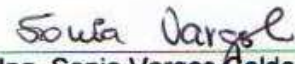
---

Ing. Hugo Navarro Serrano.  
Profesor Lector



---

Ing. Mauricio Carranza Solano.  
Profesor Guía



---

Ing. Sonia Vargas Calderón.  
Profesora Observadora

# **Estudio de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento del Colegio De San Luis Gonzaga**





# Abstract

The Colegio de San Luis Gonzaga is the first high school established in the country and its structure considered a national treasure, and like the majority of these structures, it was built before the first seismic code that appeared in the early seventies.

This project consists in checking the structure of the main building, looking for seismic vulnerabilities with the propose of reinforcement. This is achieved using information gathered from the field, laboratory tests, information from the preliminary project, photograph record, spread sheets and structural models using the SAP2000 structural analysis software. Also a budget of the proposed reinforcement is made in order to help the owners of the structure, to account for the resources they need for the execution.

The verification of the reinforced concrete elements of the first level showed that those elements easily resist the forces generated by an earthquake, in the same way the steel elements of the roof structure also withstand the seismic effects. The main problems derive from the walls that can be more than 7 meters long and 5 meters high, where the reinforcement is not uniformly distributed. And also there is a non adequate frame behavior, because the roof truss is placed on one side in the wall and in the other in a circular column. This is what causes stress concentrations and the cracklings that actually are visible. There was also found vulnerability in the circular concrete columns of the second level, because the last meter is not covered by concrete and this creates undesirable stresses. And four of these columns exceed their capacity to resist the bending generated by an earthquake; these are located in the northern area where the transverse walls are made of wood.

The proposed reinforcement for the structure includes the roof steel structure to reduce the stress concentrations, the reinforcement of columns and also the wall to renew the quality of the materials that are actually cracked.

Keywords: San Luis Gonzaga, seismic, vulnerability, structural, reinforcement

# Resumen

El Colegio de San Luis Gonzaga es el primer colegio del país y es un patrimonio nacional, y como la mayoría de las estructuras de patrimonio, fueron construidas antes de que se redactara el primer código sísmico en los años 70.

El presente proyecto consiste en revisar la estructura del edificio central en busca de vulnerabilidades sísmicas y proponer un reforzamiento. Esto haciendo uso de la información recolectada en el campo, de las pruebas de laboratorio, de la información del estudio preliminar, de las fotografías antiguas, de hojas de cálculo y de modelos estructurales realizados en el software SAP2000. Además se hace un presupuesto del reforzamiento para que los encargados tengan una idea de los recursos necesarios para su ejecución.

La revisión de los elementos de concreto reforzado del primer nivel mostró que estos resisten con holgura el sismo, y los elementos de acero de la estructura de techo no se ven superados en su capacidad. Los problemas derivan principalmente de paredes que pueden llegar a más 7 metros de largo y 5 metros de alto, donde el refuerzo no es continuo, y además no hay un comportamiento de marco adecuado al estar las cerchas del techo apoyadas en un lado, directamente en las paredes, lo que causa concentraciones de esfuerzo y los agrietamientos visibles actualmente. También se encuentra una vulnerabilidad en las columnas circulares del segundo nivel al tener el último metro sin estar recubierto en concreto, lo que crea esfuerzos indeseables. Y cuatro de estas columnas si ven superada su capacidad de momento en el área norte de la edificación donde las paredes transversales son livianas.

El reforzamiento propuesto contempla la estructura de techo para disminuir las concentraciones de esfuerzos, el reforzamiento de columnas y también paredes para darle un comportamiento al material como en estado nuevo, dado que actualmente está agrietado.

Palabras claves: San Luis Gonzaga, colegio, vulnerabilidad, sísmica, estructuras, reforzamiento



# **Estudio de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento del Colegio De San Luis Gonzaga**

KENNETH QUESADA GARRO

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Junio del 2013

TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN



# Contenido

Prefacio .....	1
Resumen ejecutivo .....	2
Introducción .....	8
Metodología .....	15
Resultados .....	34
Conclusiones .....	91
Recomendaciones .....	93
Apéndices .....	95
Anexos .....	176
Referencias .....	211







# Prefacio

La mayoría de las estructuras declaradas patrimonio nacional en nuestro país fueron creadas antes del desarrollo del primer código sísmico, creado en el año 1974 en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.

Además Costa Rica es un país con actividad sísmica constante. Su posición en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico y el choque entre las placas Cocos y Caribe colocan al país en una posición de vulnerabilidad a eventos telúricos.

La estructura en estudio, el Colegio de San Luis Gonzaga, no escapa de esta realidad, pues esta obra, haciendo referencia a su edificio central, fue culminada en el año 1929 en un terreno adquirido después de que la obra en construcción de la Corte Centroamericana de la Paz quedara destruida por el terremoto de Cartago en 1910.

Al ser el colegio de San Luis Gonzaga el primer colegio del país, es un ícono nacional de la educación y punto de referencia de la provincia de Cartago, es un imperativo realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento para buscar deficiencias en su estructura y tener una predicción bastante aproximada del comportamiento de la estructura ante un sismo severo.

Ya que el colegio es una institución activa a la que acuden un número importante de estudiantes, realizar un estudio de la estructura es trascendental para asegurar la integridad del inmueble pero más importante las vidas de los estudiantes, traduciendo el estudio en un beneficio social para la comunidad, lo cual se relaciona con los ideales de responsabilidad social del Tecnológico de Costa Rica.

El propósito principal del presente proyecto es verificar la vulnerabilidad sísmica del edificio central del colegio de San Luis Gonzaga, con el fin de determinar los elementos estructurales más críticos y realizar una propuesta de reforzamiento junto con su presupuesto general para facilitar para los administradores del colegio la posibilidad de ejecutar las medidas propuestas en el presente documento.

Agradezco a todas aquellas personas que con su colaboración hicieron posible la realización del presente proyecto, haciendo mención de algunas; al señor vicepresidente del ACIC, el ingeniero Rodolfo Cárdenas, a mi guía en este proyecto el ingeniero Mauricio Carranza, al Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) en la figura del ingeniero Rommel Cuevas Kauffman, al presidente de la junta administrativa del colegio de San Luis Gonzaga, el señor Carlos Calvo, al consultor privado del área de estructuras el ingeniero Francisco Javier Jiménez y a la empresa Construcciones y Estructuras Trejos S.A.

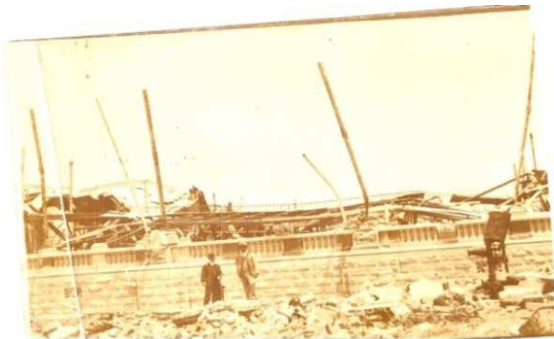
Dedico este trabajo a mis padres Jorge Quesada Vargas y Lorena Garro Zúñiga por su increíble e indispensable apoyo a mis estudios, que hacen posible que me encuentre en esta importante etapa de la vida. A mis hermanos Jean Carlo, Jonathan, Kimberly y a mi novia Cristina por su apoyo y estímulo para cumplir las metas que me he propuesto, entre las cuales se encuentra el presente documento.

# Resumen ejecutivo

Costa Rica es un país ubicado en el cinturón de fuego del pacífico y por ello se ve sujeto a gran cantidad de actividad sísmica.

En el año 1910 en la provincia de Cartago se dio un evento telúrico que cobró gran cantidad de vidas y destruyó muchas estructuras que estaban hechas de materiales que ahora están prohibidos por el Código Sísmico de Costa Rica. Una de esas estructuras destruidas fue el Colegio de San Luis Gonzaga, que en ese entonces estaba ubicado en el sector conocido como el mercadito.

En ese mismo año estaba construcción la Corte de Justicia Centroamericana, que por el efecto del sismo quedó destruida.



Construcción de la Corte Centroamericana de Justicia afectada por el sismo

Se hicieron las gestiones necesarias para hacer uso del terreno y parte de la estructura de ese proyecto de la corte, para levantar el Colegio de San Luis Gonzaga en su nueva ubicación. Esta construcción quedó concluida alrededor del año 1920 y fue ocupada por el colegio en 1929.

El estilo arquitectónico del nuevo edificio refleja la tendencia neoclásica utilizada en la época.

El Colegio de San Luis Gonzaga además de ser el primer colegio del país, fue declarado patrimonio nacional según Decreto Ejecutivo N°

18973-C, publicado en La Gaceta N° 93 del 16 de mayo de 1989.



Vista del sector oeste del Colegio de San Luis Gonzaga

Esta estructura al igual que la mayoría de las estructuras de patrimonio, fueron construidas antes de la creación del primer código sísmico de Costa Rica, que salió a inicios de los 70.

Es por ello que el Tecnológico de Costa Rica por medio de la Escuela de Ingeniería en Construcción, siguiendo sus ideales de responsabilidad social. Se da a la tarea de iniciar una serie de proyectos en estructuras patrimoniales, que se dan en tres fases. Primero inicia como un proyecto del curso de la carrera de Ingeniería en Construcción llamado Taller de Diseño.

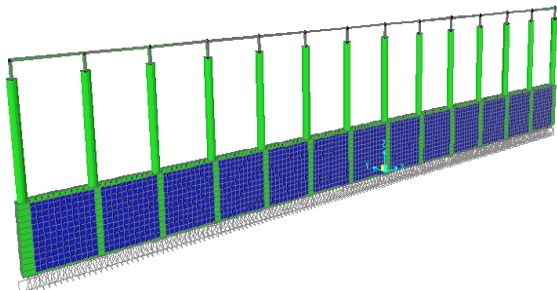
Donde se hace una primera aproximación a la estructura, su caracterización con pruebas de laboratorio, estudio de información existente y varias visitas. Para hacer modelos elegidos de una manera muy estratégica que den una noción general del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. En la segunda fase y tomando en cuenta la limitación de tiempo para el curso de Taller de Diseño, se continúa el proyecto en un Proyecto de Graduación como el del presente documento. Donde se profundiza aún más en la estructura y se completan las tareas que no pudieron ser completadas en la primera fase. La tercera fase lleva el proyecto al nivel profesional, donde ya un profesional debidamente incorporado al Colegio de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, toma la información de las fases previas y la completa con todos los trámites y puntos necesarios para que el proyecto pueda ser ejecutado.

Con ello se busca llevar un beneficio al Colegio de San Luis Gonzaga, no solo al encontrar las posibles deficiencias de la estructura y como repararlas, sino más

importante que cualquier cosa, se busca la seguridad de todas las personas que hacen uso del inmueble. Ya que es un colegio activo al que acuden cientos de estudiantes durante la semana. Ahí radica la importancia de esta iniciativa del Tecnológico de Costa Rica.

El presente estudio tiene como antecedente el proyecto del curso Taller de Diseño del segundo semestre del año 2011, realizado por los estudiantes Edna Chinchilla Solís, Daniel Rivera Meneses y Johel Sojo Ramírez, de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica.

En este proyecto recopilamos información en campo de la estructura que conforma al San Luis Gonzaga y por medio de análisis de laboratorio determinaron las características mecánicas de los materiales de la época empleados para su construcción. Con estos datos efectuaron tres modelos representativos en dos dimensiones de la zona sur del edificio en el cual calcularon las solicitaciones de los elementos columna y viga de esta zona, y por medio de un análisis estructural verificaron la resistencia de estos elementos.



Modelo del eje de columnas revisado por los estudiantes en el 2011

El objetivo general del presente proyecto es el estudio de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento del edificio central del Colegio de San Luis Gonzaga. Ese proyecto se realizó en diez fases consistentes con los objetivos, que se van a describir a continuación.

### Fase 1: Análisis de antecedentes

En esta fase se revisó la información recopilada en el estudio preliminar realizado por los estudiantes del 2011, así como la información facilitada por la junta administrativa de la institución.

### Fase 2: Caracterización de la estructura

Se hicieron varias visitas con el fin de identificar los elementos que componen la estructura del colegio, ya que los planos existentes no tenían láminas estructurales detalladas.

También al utilizar las fotografías antiguas y las pruebas de laboratorio, se conoce el refuerzo que poseen los elementos estructurales.

Esta estructura en su primer nivel está hecha con una técnica incipiente de concreto reforzado, con vigas, columnas, muros y entepiso con esta técnica. En su segundo nivel se hizo uso de perfiles de acero tipo canal y angular para paredes y estructura de techo. Los elementos de acero de las paredes luego fueron recubiertos con concreto, para resultar en muros de 15 cm a 20 cm.

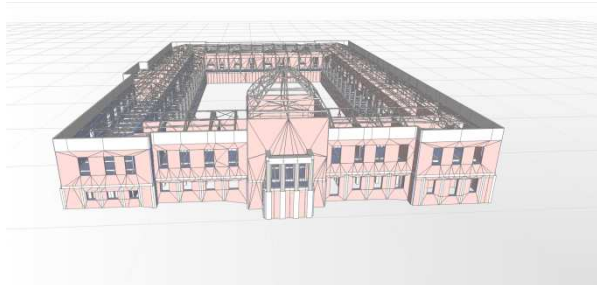


Vigas de entepiso del sector oeste del edificio

### Fase 3: Modelo SAP2000

Con la información obtenida de las fases anteriores se elaboró un modelo en tres dimensiones de toda la estructura del edificio central en el software SAP2000 v14.0.1.

Para asegurarse del correcto funcionamiento del modelo, se revisaron los modos de oscilación en busca de elementos desconectados y luego se obtuvo la presión generada en el suelo para la carga permanente y la carga temporal. Obteniéndose  $2989 \text{ kg/m}^2$  para la carga permanente y  $475 \text{ kg/m}^2$ , lo cual son valores normales para el tipo de edificación estudiada. Con lo que se descarta cargas mal colocadas.



Modelo en tres dimensiones de la estructura

#### Fase 4: Análisis de modos de oscilación

Se estudiaron 100 modos de oscilación, siendo los primeros 30 los más significativos, ya que representan los de los periodos que pueden tener un mayor efecto sobre la estructura.

En general se observó que no hay movimientos de importancia en el primer nivel. La mayoría de los modos de oscilación muestran movimientos en la estructura de techo y en las paredes del segundo nivel.

#### Fase 5: Revisión de elementos estructurales

Haciendo uso de hojas de cálculo y gráficas del programa Microsoft Excel 2007. Se revisó la capacidad primero de los elementos de concreto reforzado. En el caso de las columnas se revisó primero que el valor de la carga axial no superara el 10% de la capacidad a compresión del área bruta de la sección, esto para evitar un análisis a flexo-compresión innecesario.

La cantidad de datos es muy grande como para presentarla en la siguiente sección, por lo que se presenta una tabla resumen con los porcentajes máximos a los que trabajaron los distintos elementos, empezando por las columnas.

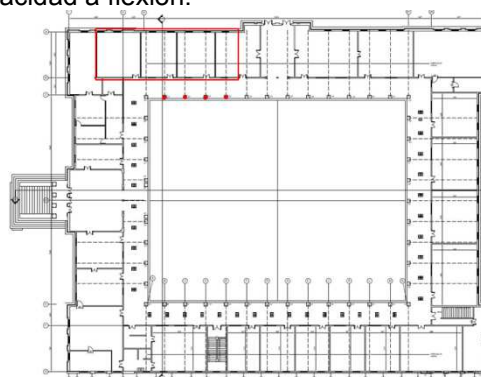
#### Elementos de Concreto

Elemento	0.1 f'c Ag	0.5φVc	φMn
C1	33%	8%	23%
C2	38%	2.5%	4.7%
C3	4.5%	40%	110%
C4	34%	11%	23%
C5	30%	2.7%	20%
C6	5%	6%	60%
C7	10%	13%	300%

La gran mayoría de los elementos de concreto trabajan a porcentajes bajos de su capacidad a cortante, carga axial y flexión. Hubo un elemento de columna C3 que superó su límite, pero este elemento se encuentra confinado dentro del muro de contención y el programa de análisis de

estructuras SAP2000 no lo interpreta así, por lo que no es un elemento crítico.

En el caso contrario, el elemento de columna C7 marcado en anaranjado es un elemento de interés ya que representa cuatro columnas del segundo nivel que superan por bastante su capacidad a flexión.



Como se puede observar en la figura anterior, se explica que fuerza de momento superior en esas columnas se debe a que en el área señalada en la planta del segundo nivel, las paredes transversales en esa zona son livianas, por lo que en esa zona se dan desplazamientos mayores.

Elemento	0.5φVc	φMn
V1	62%	57%
V2	52%	118%
V3	62%	64%
V4	11%	27%
V5	80%	90%
V6	60%	62%
V7	86%	74%

En el caso de las vigas únicamente una tipo V2 excede su capacidad de momento, pero esta viga se encuentra apoyada sobre el muro de contención en toda su longitud. Esta condición no la está tomando en cuenta el programa de análisis de estructuras, por lo que no representa un elemento crítico de interés.

#### Elementos de Acero

Para el caso de los elementos de acero se revisó su capacidad a tensión y compresión, a continuación se presenta una tabla resumen con los porcentajes mayores de capacidad a los que trabajaron los diferentes elementos.

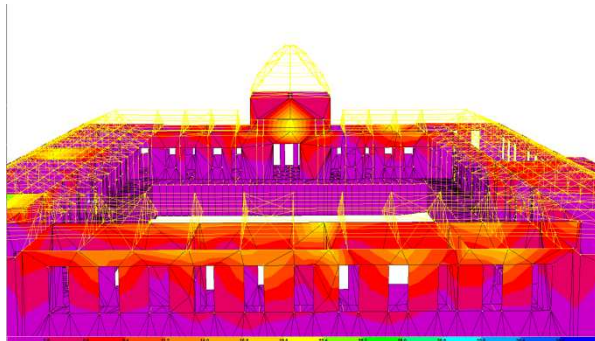
Angular	φPn Compresión	φPn Tensión
5cmx5cmx6.35mm	36%	35%
7.5cmx7.5cmx6.35mm	16.5%	30%
Doble 7.5cmx7.5cmx6.35mm	18%	50%

Los elementos de 5cmx5cmx6.35mm son elementos internos de las cerchas de la estructura de techo y no superan su capacidad a tensión o compresión. Lo mismo para los elementos de angular doble de 7.5cmx7.5cmx6.35mm que son elementos de la cuerda inferior y superior de las cerchas de la estructura de techo.

El elemento de 7.5cmx7.5cmx6.35mm es el elemento supuesto mediante el análisis de las fotos antiguas del proceso constructivo para la estructura de acero de la cúpula. Este también cumple satisfactoriamente con resistir las fuerzas de tensión y compresión aplicadas para las diferentes combinaciones del CSCR2010.

El elemento de mayor interés es la columna denominada C8 y que es un tramo de un metro de 4 angulares de 7.5cmx7.5cmx6.35mm. Al revisar esta columna con las fuerzas generadas por el programa de análisis de estructuras, no presenta ningún problema al no superarse el 1 al revisar las ecuaciones de interacción. Pero al obtener las fuerzas en base a los desplazamientos generados en ese elemento corto, el cortante y momento son mucho mayores que la capacidad del elemento. Por lo que este es un punto de vulnerabilidad que debe ser tratado.

### Revisión de Paredes



El programa de análisis de estructuras genera diagramas como el de la figura anterior, en donde se observa con en base a un código de colores, la distribución de los esfuerzos para las diferente combinaciones de carga.

La figura anterior generaliza lo encontrado en el las paredes de la edificación de la edificación. En el primer nivel no se encuentran esfuerzos considerables pero en el segundo nivel hay varias concentraciones de esfuerzos generadas por el apoyo de las cerchas de la estructura de techo tanto en las paredes exteriores como interiores. Aunque se conocen los resultados de dos

extracciones de núcleo realizadas en paredes de esa zona, que son de 154 kg/cm<sup>2</sup> y 377 kg/cm<sup>2</sup>. No se conoce en detalle la resistencia en cada uno de los puntos, pero del análisis visual se sabe que se supera la resistencia a tensión del concreto, ya que actualmente hay muchos agrietamientos visibles.

### Fase 6: Revisión de derivas y desplazamientos

CUADRO 12. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN MODELO SIN REFORZAMIENTO								
Sector	1er piso	1er piso	1er piso	1er piso	2do piso	2do piso	2do piso	2do piso
(Punto)	δ (m)	δl (m)	Δl (m)	Δl/Hl	δ (m)	δl (m)	Δl (m)	Δl/Hl
Norte	0.000038	0.0000587	0.0001275	0.00005103	0.0124	0.01953000	0.04361483	0.017525
Sur	0.000089	0.0001401	0.0003163	0.00008300	0.001	0.00167500	0.00322888	0.002860
Este	0.000058	0.000082	0.0001864	0.00005727	0.0029	0.00455760	0.01067843	0.004916
Oeste	0.000027	0.0000425	0.0000968	0.00003222	0.0022	0.00349500	0.00770087	0.003793

Al obtener las razones de las derivas inelásticas, se encontró que solo en la zona norte hay puntos que exceden el límite de 0.0125 que establece el CSCR2010. Esto coincide con la zona norte donde las paredes transversales son livianas y hay un mayor desplazamiento de la estructura.

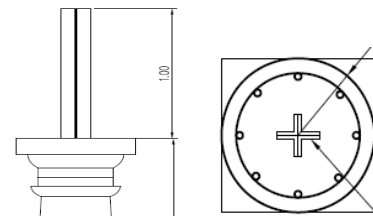
### Fase 7: Panorama ante un evento sísmico

En el primer nivel del colegio no se esperan daños estructurales por causa de un sismo, ya que los elementos están sobredimensionados y fácilmente resisten las fuerzas generadas por el sismo.

En el segundo nivel se esperan agrietamientos considerables de las paredes de concreto, no habrá un colapso ya que el acero le ofrece ductilidad a las paredes, pero los puntos de concentración de esfuerzos se van a manifestar en agrietamientos.

También van a haber daños mayores en el concreto de las columnas críticas, la de la zona norte donde las paredes transversales son livianas. El modelo muestra que se supera su capacidad a flexión varias veces.

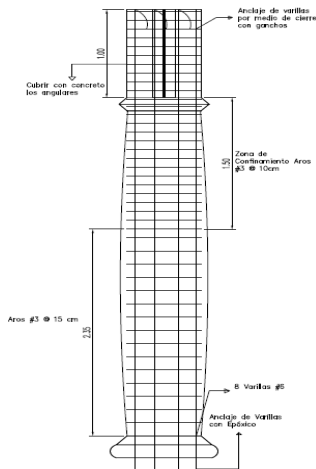
También es posible el daño por efecto de columna corta en las columnas circulares del segundo nivel.



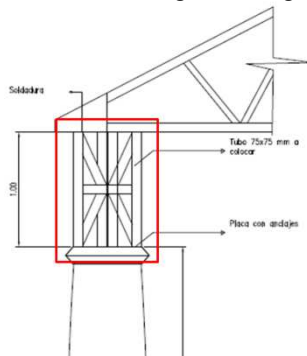
## Fase 8: Propuesta de Reforzamiento

### Columnas

Para el caso de las cuatro columnas críticas donde se supera varias veces su capacidad de flexión, se propone injertar 8 varillas #6 con aros de #3 cada 15 cm y luego crear una zona de confinamiento con aros a cada 10 cm. Se destaca que el concreto se va a llevar en estas columnas hasta la parte superior, eliminando la columna corta de acero de un metro de altura.



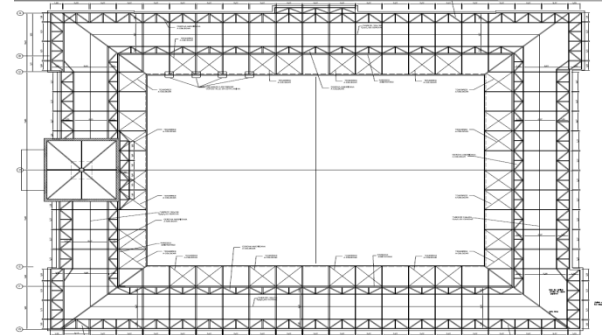
Para las demás columnas que no requieren una intervención tan grande, se propone arriostrar la columna corta con perfiles tubulares de acero tal y como se muestra en la siguiente figura.



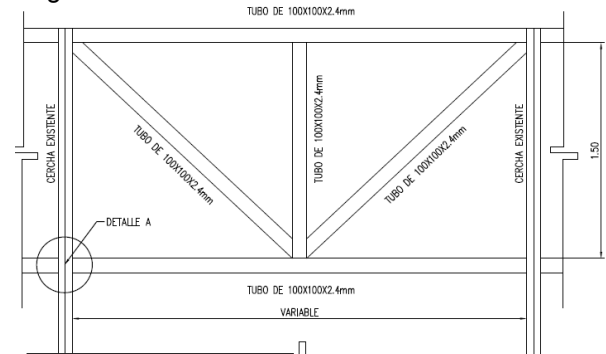
### Paredes

Para solventar el efecto de las concentraciones de esfuerzo que generan las cerchas sobre las paredes, se propone la colocación de una viga tipo americana, fabricada con perfil tubular de acero. Esto para aportar una mayor rigidez a la estructura de techo y logrando una mejor distribución de esfuerzos como más adelante se va a ilustrar.

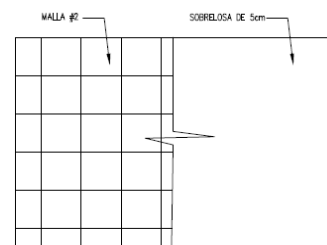
Cabe destacar que el refuerzo de la estructura de techo también contempla el completar los tensores, ya que los actuales son insuficientes.



Se puede observar la colocación de esta viga americana en todo el perímetro de las paredes longitudinales exteriores e interiores.



Para el caso donde las paredes transversales crucen con la propuesta de reforzamiento, se debe realizar una unión soldada. Esto se facilita ya que en la parte superior de las paredes sobresale un canal de acero.



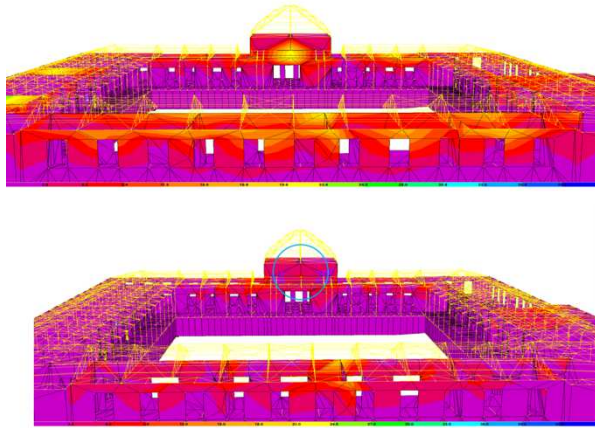
DETALLE REFUERZO PAREDES

ESCALA 1:25

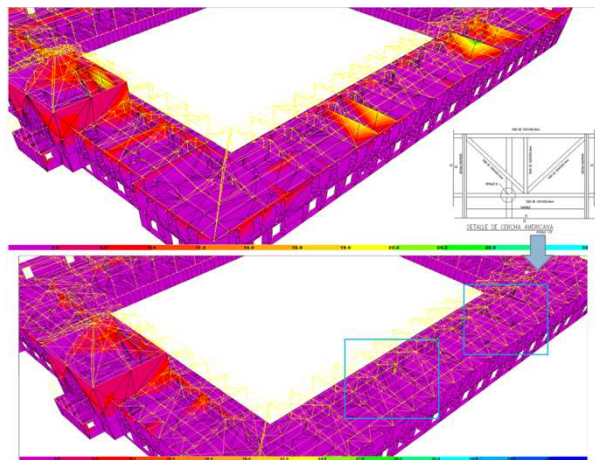
La sección actual de las paredes está agrietada, así que parte importante del reforzamiento y para estar acordes a las condiciones modeladas en el programa de análisis de estructuras. Se plantea la colocación de una malla electro-soldada y una sobre-losa de concreto de 5 cm para devolver la calidad inicial del material. Este reforzamiento se colocará de acuerdo a las zonas más afectadas de la estructura, apoyado en el registro



fotográfico y en las distribuciones de esfuerzo que muestra el programa en las paredes.



En la figura anterior se observa el efecto del reforzamiento en las paredes Este de la edificación y en los muros de la cúpula.



El efecto del reforzamiento en paredes transversales, destacando la unión soldada que debe hacerse de las paredes transversales con la viga americana propuesta como reforzamiento.

CUADRO 13. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN MODELO CON REFORZAMIENTO PROPUESTO								
Sector	1er piso	1er piso	1er piso	1er piso	2do piso	2do piso	2do piso	2do piso
(Punto)	δ (m)	δl (m)	Δl (m)	Δl/Hl	δ (m)	δl (m)	Δl (m)	Δl/Hl
Norte	0.000064	0.0001008	0.0002238	0.0000607	0.0008	0.0108875	0.024226	0.00888
Sur	0.0001	0.0001575	0.0003543	0.0000632	0.0006	0.0014175	0.002935	0.00238
Este	0.000082	0.0001449	0.0003290	0.0001105	0.0017	0.0028775	0.005888	0.00277
Oeste	0.000037	0.0000582	0.0001311	0.0000441	0.0008	0.0012800	0.002763	0.00133

El reforzamiento también disminuye los desplazamientos en algunos puntos hasta un

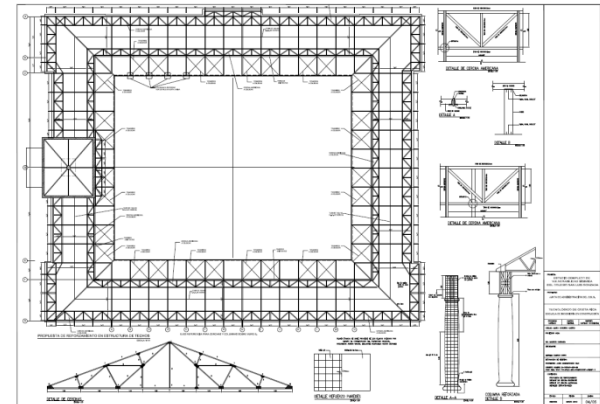
40%, ya no se encuentran razones de deriva inelástica que incumpla con el CSCR2010.

## Fase 9: Presupuesto

CUADRO 19. PRESUPUESTO GENERAL DE REFORZAMIENTO			
REGLÓN DE OBRA	M de Obra	Materiales	Total
Reforzamiento de Estructura de techo	€9,900,572	€13,200,763	€23,101,335
Reforzamiento de paredes	€54,819,521	€27,409,760	€82,229,281
Reforzamiento de columnas	€2,528,239	€1,264,120	€3,792,359
		<b>Total de materiales y M de Obra =</b>	€109,122,975
		<b>Reparaciones, Planos, trámites, etc (50%)=</b>	€54,561,488
		<b>Gastos administrativos de operación (5%)=</b>	€5,456,149
		<b>Utilidad (10%)=</b>	€10,912,298
		<b>Imprevistos (10%)=</b>	€10,912,298
		<b>Costo Total del Proyecto=</b>	€190,965,206
		<b>Costo Total (€/m²)=</b>	€54,561/m²

Se realiza un presupuesto tanto general como detallado del proyecto. Este contempla el reforzamiento de las columnas, de la estructura de techo y de las paredes. Toma como premisa que ya la restauración del colegio está culminada y se deben de realizar los trabajos con acabados. El presupuesto estimado es de unos 190 millones de colones, lo que sería unos 54,561 colones/m<sup>2</sup> de área de la edificación.

## Fase 10: Elaboración de planos estructurales



El proyecto contempla la elaboración de cinco láminas estructurales, la primera es un detalle de la estructura del primer piso, la segunda es detalle de la estructura del segundo piso, la tercera un detalle de la estructura de techo, la cuarta es el detalle de la propuesta de reforzamiento y la quinta lámina es la ubicación de las pruebas de laboratorio.

# Introducción

Costa Rica es un país con una actividad sísmica y volcánica constante en el territorio. Su posición en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico y el choque entre las placas Cocos y Caribe colocan al país en una condición altamente vulnerable.

La ingeniería sísmica, reconoce la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de las estructuras en los entornos urbanos, ya que es allí en donde existe mayor concentración de la población, infraestructuras y servicios.

De acuerdo al sitio web oficial del colegio (<http://colegiosanluisgonzaga.ed.cr/>), el Colegio de San Luis Gonzaga fue creado en 1869, siendo Presidente de la República don Jesús Jiménez Zamora y su Ministro de Instrucción Pública don Agapito Jiménez Zamora. Con la creación del colegio surge la primera institución educativa de segunda enseñanza que tuvo el Estado costarricense, que por más de 100 años ha brindado importantes servicios al país. El inmueble que ocupa el colegio, data de la década de 1920 y es fiel reflejo del estilo arquitectónico neoclásico. El inmueble fue ocupado por el colegio a partir de 1929.

El edificio principal del Colegio de San Luis Gonzaga es un edificio catalogado como patrimonio nacional. Es un punto de referencia en la provincia de Cartago. Debido a la antigüedad de la construcción, se considera imperativo realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica para tener una prueba del estado real del inmueble y con tiempo identificar las zonas de riesgo en caso de un evento telúrico.

Ya que el colegio es una institución activa a la que acuden un número importante de estudiantes, realizar un estudio completo de la estructura es trascendental para asegurar la integridad del inmueble pero más importante las vidas de los estudiantes, traduciendo el estudio en un beneficio social para la comunidad, lo cual se relaciona con los ideales de responsabilidad social del Tecnológico de Costa Rica.

El presente proyecto consiste en un análisis profundo de la vulnerabilidad sísmica del

Colegio de San Luis Gonzaga, ubicado en Cartago. El análisis se realizó mediante la elaboración de un modelo que aportó la información necesaria para decidir si el edificio está en la capacidad de soportar un sismo severo.

Así mismo en dicho proyecto, se analiza la situación actual del edificio y su deterioro que ha tenido con el pasar de los años, esto con el fin de determinar zonas vulnerables de la estructura y recomendaciones de mantenimiento preventivo.

Dentro de los antecedentes para este proyecto se encuentra un estudio preliminar de la vulnerabilidad sísmica del Colegio de San Luis Gonzaga como proyecto del curso Taller de Diseño, realizado en diciembre del 2011, por los estudiantes Etna Chinchilla Solís, Daniel Rivera Meneses y Johel Sojo Ramírez, de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica.

En este proyecto recopilamos información en campo de la estructura que conforma al San Luis Gonzaga y por medio de análisis de laboratorio determinamos las características mecánicas de los materiales de la época empleados para su construcción. Con estos datos efectuamos tres modelos representativos en dos dimensiones de la zona sur del edificio en el cual calculamos las solicitaciones de los elementos columna y viga de esta zona, y por medio de un análisis estructural verificamos la resistencia de estos elementos.

El proyecto, realizado por este grupo de estudiantes, no pudo abarcar la totalidad del análisis requerido por toda la estructura debido al tiempo disponible en el curso para su realización. Por lo tanto, el estudio preliminar se convierte en un antecedente y un primer acercamiento para un estudio completo del Colegio de San Luis Gonzaga.

De esta manera, el presente documento tiene como objetivo general realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento del Colegio de San Luis Gonzaga.

Los objetivos específicos que se desarrollaron en este proyecto fueron:

- 1) Verificar la información proveniente del estudio preliminar.
- 2) Caracterizar los elementos estructurales que conforman el edificio central del colegio en: dimensiones, refuerzo y grado de deterioro.
- 3) Elaborar un modelo en tres dimensiones de la estructura en el programa SAP2000, V14.1.0
- 4) Analizar los modos oscilación del modelo estructural
- 5) Revisar la capacidad de todos los elementos estructurales para localizar vulnerabilidades del inmueble.
- 6) Revisar las derivas y desplazamientos en ambos modelos
- 7) Plantear un panorama ante un evento sísmico
- 8) Plantear una propuesta de reforzamiento para las estructuras vulnerables con su respectivo modelo y un presupuesto general de esta propuesta
- 9) Elaborar planos estructurales del edificio central del Colegio de San Luis Gonzaga.

Declarado de Interés Histórico - Arquitectónico, según Decreto Ejecutivo N° 18973-C, publicado en La Gaceta N° 93 del 16 de mayo de 1989, de carácter estatal. Propiedad de la Municipalidad de Cartago. Fuente: M.C.J.D, el edificio del Colegio San Luis Gonzaga constituye un legado a nuestra historia y de ahí surge la importancia de su conservación y la relevancia de este proyecto desarrollado en el presente documento.

Tomando en cuenta este dato y la relevancia para el país, es imperativo desarrollar en este primer apartado del documento una descripción histórica y generalidades del Colegio.

El edificio que ocupó el Colegio durante el periodo de 1869 a 1910, se ubicó en los terrenos de lo que hoy se denomina El Mercadito, un complejo de negocios, comerciales que en la actualidad pertenece al Colegio, situado al costado sur del Mercado Central.

El edificio que ocupa actualmente el Colegio esta ubicarlo en los terrenos que ocupó la Corte de Justicia Centroamericana cuyo

edificio, también fue destruido por el terremoto de 1910.

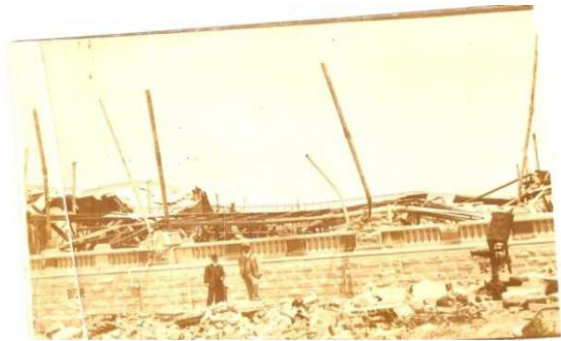


Figura 1. Antigua Corte de la Paz.

Ya para el año de 1912 las autoridades administrativas del lugar iniciaron gestiones ante el Gobierno Nacional para lograr la adquisición del lote que iba a ser destinado para la Corte de Paz Centroamericana y levantar en él un nuevo Colegio de San Luis Gonzaga.

Los trámites en procura de fórmulas, propuestas, discusiones, duraron años y nada tangible fue conseguido hasta en el año 1920 donde por medio de varios decretos se donó el terreno.



Figura 2. Vista frontal del Colegio de San Luis Gonzaga.

Sin embargo fue hasta el año 1923 que se inició la construcción, aprovechando los cimientos de la destruida Corte de Paz; tardándose seis años para su terminación en el año 1929, se estableció en definitivo el nuevo edificio dedicado a la enseñanza.



Figura 3. Vista fachada oeste y sur del Colegio de San Luis Gonzaga

## Descripción de la Estructura

El Colegio de San Luis Gonzaga se ubica en el Cantón Central de la Provincia de Cartago; avenida 5, calle3.

El colegio de San Luis Gonzaga cuenta con tres edificios principales dedicados a la Enseñanza – Aprendizaje.

En las siguientes figuras se muestran dos diferentes vistas aéreas del edificio en estudio y su ubicación en la provincia de Cartago.



Figura 4. Fotografía satelital del edificio en estudio del Colegio de San Luis Gonzaga.

En la figura 4 mostrada anteriormente se muestra que el colegio ya no puede expandirse por lo menos en planta debido a la presencia de calles y avenidas a sus alrededores.

A continuación se muestra la cuadra donde se encuentra ubicado el edificio principal del Colegio de San Luis Gonzaga, el de interés para este estudio de vulnerabilidad.



Figura 5. Fotografía aérea de la ciudad de Cartago y de la ubicación de la estructura.

El primer nivel del edificio central del Colegio de San Luis Gonzaga consta de un sótano que actualmente está siendo utilizado para impartir lecciones en el ala sur y oeste, el ala norte es una parte en su mayoría inhabitada, con la excepción de una pequeña aula, esto debido a su baja altura. El ala este del edificio está ocupada en su mayoría por el museo del colegio.

En el segundo nivel del colegio hay mayormente aulas, baños y oficinas administrativas, así como la plaza central del colegio.



Figura 6. Vista fachada sur del Colegio de San Luis Gonzaga.

En la figura 6 se puede ver la fachada sur del San Luis Gonzaga, esta cuenta con numerosas ventanas de 1,10m x 2,95 m en el primer nivel (22 en total) y de 1,10m x 2,05m en el sótano (14 en total), con respecto a las puertas son básicamente de: madera, metal y plástico. Cabe señalar que todas las ventanas cuentan con su respectiva viga banquina y con respecto a la cubierta, esta es de láminas de hierro galvanizado N° 28 al igual que la canoa de todo el edificio

Con respecto a la cúpula de la edificación consiste de una estructura metálica apoyada sobre una estructura de acero y luego parcialmente recubierta con concreto.

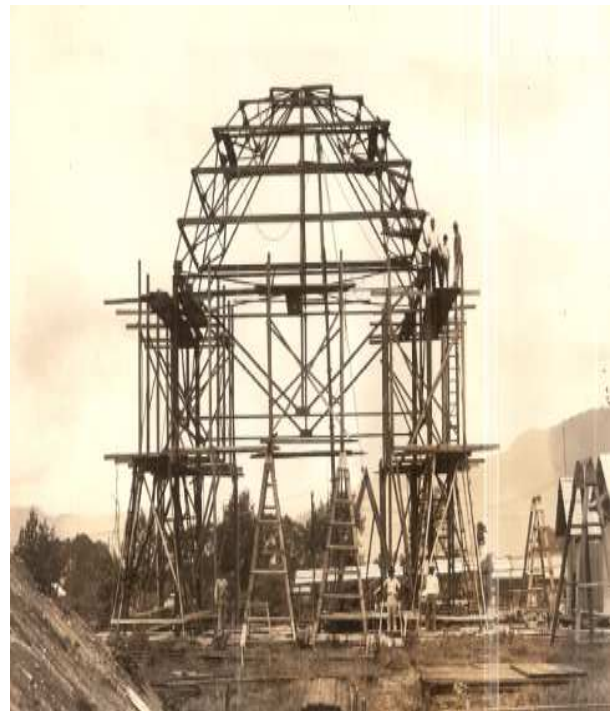


Figura 7. Construcción de cúpula (estructura metálica).

En la figura 7, se muestra la estructura de la cúpula en sus inicios mientras que en la figura número 8 ya está mucho la estructura más avanzada.

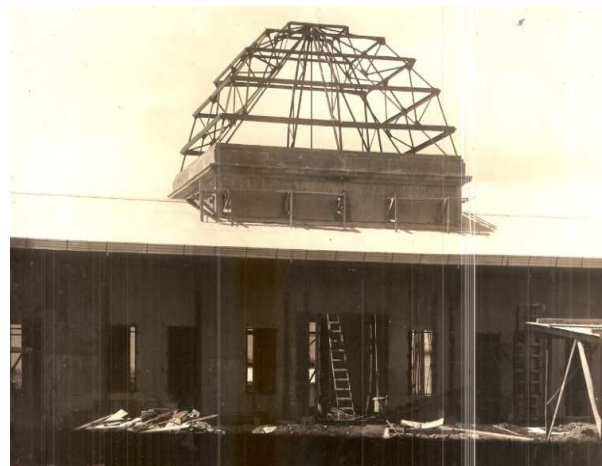


Figura 8. Cúpula del edificio central

Entre las descripciones físicas, la más sobresaliente es el material que presenta la edificación, la cual en su primer nivel está hecha a base de concreto reforzado, tanto en el contrapiso, entrepiso, paredes, columnas y vigas.

La figura 9 muestra el sector este colegio, donde se aprecian los elementos de concreto reforzado.

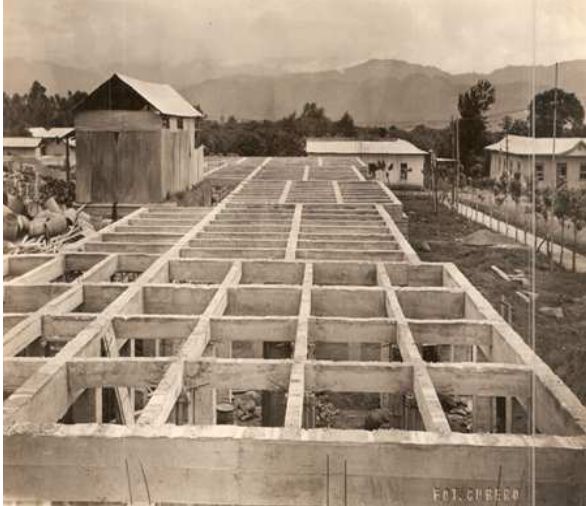


Figura 9. Sistema de vigas y columnas de concreto reforzado.

En la figura 10 se puede apreciar la estructura que se encuentra dentro de los muros del segundo nivel del edificio, estos muros tienen 15 cm de espesor en los muros internos y 20 cm en los muros externos perimetrales.



Figura 10. Estructura de acero de los muros

En la figura 11 se puede apreciar la estructura ya cubierta de concreto, también se pueden ver las columnas circulares que tienen en su interior angulares de acero y luego fueron recubiertas por concreto.



Figura 11. Estructura de acero de los muros

Con respecto al techo todo el armazón es de elementos de acero (angulares) unidos entre sí por medio de placas y pernos, como se puede observar en las figuras número 10, 11, 12 y 13.

Cabe señalar que si hay presencia de tensores sin embargo no se encuentran en toda la estructura.



Figura 12. Estructura de techo (Armazón).

A continuación se muestran imágenes de la estructura actual de techos donde se pueden observar las uniones por medio de placas y pernos.



Figura 13. Cercha, Estructura Metálica



Figura 14. Cercha estructura Metálica



Figura 15. Unión de elementos de metal.

## Estado Actual de la Estructura y Aspectos de Riesgo

Un estudio de vulnerabilidad se basa en las condiciones propias de resistencia o deformación de la estructura bajo condiciones específicas de carga, y se complementa con todas aquellas condiciones, producto del tiempo o deterioro, las cuales a su vez podrían ocasionar pérdidas importantes de capacidad y resistencia.

De acuerdo al estudio preliminar realizado por los estudiantes del TEC en diciembre del 2011, en el presente documento se hace referencia a algunos de los principales hallazgos en ese proyecto. Además se complementan estas observaciones y pruebas de laboratorio con visitas propias, tomas de fotografías y toma de medidas en el campo.

Las visitas que se llevan a cabo en el colegio se hicieron con el fin de corregir el levantamiento geométrico y estructural de ciertas secciones del edificio, además de efectuar muestras de laboratorio para determinar la calidad de los materiales.

Se pudo examinar en profundidad el estado actual de las estructuras y se apreciaron algunos aspectos que representan un potencial riesgo del inmueble ante un sismo severo, condiciones que serán tratadas a lo largo del presente documento.

## Alcances y limitaciones

A partir de estos antecedentes históricos y descripción general de la estructura, se determinan los siguientes alcances y limitaciones del presente proyecto:

Dentro del alcance del trabajo, se evaluaron las cargas a que se estaría sometiendo la estructura, tanto muertas, vivas como cargas

sísmicas; además de corroborar las dimensiones de los planos existentes realizados en el año 2010 y realizar las correcciones pertinentes.

Para el análisis del colegio se contempla un modelo tridimensional del edificio en el programa SAP2000 V14.1.0 y la revisión de todos sus elementos con hojas de cálculo del programa Microsoft Office Excel 2007.

El proyecto incluye la realización de planos estructurales de los elementos existentes y de la propuesta de reforzamiento del edificio.

Con la propuesta de reforzamiento se incluye un presupuesto general de su costo.

El proyecto no contempla los aspectos constructivos del reforzamiento propuesto.

Una de las principales limitaciones del proyecto es la no realización de una mayor cantidad de pruebas ya que el colegio es un patrimonio nacional y las pruebas más concluyentes y confiables, en su mayoría son destructivas por lo que se va a trabajar con los resultados obtenidos de pruebas destructivas de la fase preliminar.

Existe un grado de incertidumbre en el refuerzo y propiedades mecánicas de los elementos, pero que se trata con aproximaciones conservadores, materia que se ampliará en la siguiente sección del presente informe.

Otra limitación del proyecto, fue la imposibilidad de acceso a la zona de la cúpula,

ya que esta se encuentra a más de ocho metros sobre el segundo nivel del edificio, y no se cuenta con el equipo para ingresar de manera segura a esa zona. Por lo que se utilizaron fotografías antiguas para caracterizar las secciones.

Los equipos utilizados para las pruebas no destructivas para la determinación del refuerzo, debido a la dimensión de los recubrimientos, impiden una predicción confiable del refuerzo de los elementos, por lo que se utilizaron fotografías antiguas para aumentar el conocimiento del posible refuerzo de los elementos.

El modelo realizado en SAP2000 representa una buena aproximación a la realidad del comportamiento de la estructura ante un sismo, pero no puede predecir el comportamiento exacto de todos los elementos.



# Metodología

La metodología utilizada en el presente proyecto, se desarrolló en 9 fases:

- **Fase 1: Análisis de los antecedentes**

En esta fase se analizó la información compilada en el estudio preliminar para revisar su validez y para tomar de base la que sea de utilidad para el presente estudio

- **Fase 2: Caracterización de la estructura**

En esta etapa mediante visitas se confirmaron las ubicaciones de los elementos con los planos disponibles, se listaron las dimensiones de los elementos estructurales, ya que no había información concreta en los planos existentes. También se realizaron las correcciones del caso en los planos y se documentó por medio de fotografías el estado actual de la estructura.

- **Fase 3: Modelo SAP2000**

Con el uso del software SAP2000 y la información proveniente de las visitas, las pruebas de laboratorio y el estudio de fotografías antiguas. Se planteó un modelo en tres dimensiones para análisis dinámico que permitió predecir de una mejor manera los esfuerzos generados en los diferentes elementos que componen la estructura del colegio. Se corre el modelo para después proceder a depurarlo de errores y verificar que sus datos sean de

confianza, esto se logra con la asesoría del ingeniero Francisco Jiménez.

- **Fase 4: Análisis de modos de oscilación**

Con el modelo completo y libre de errores, se hizo un análisis de 100 modos de oscilación en la estructura, haciendo énfasis en los primeros 30 modos con un análisis cualitativo y cuantitativo.

- **Fase 5: Revisión de elementos estructurales**

Una vez obtenidos los resultados de la simulación del software, se revisaron todos elementos de los diferentes materiales que componen la estructura, haciendo uso de hojas electrónicas del programa Microsoft Office Excel 2007. Para la revisión de las paredes se hizo un análisis de los gráficos generados por el programa SAP2000. Se determinaron los elementos que podrían enfrentar problemas de capacidad para resistir las fuerzas generadas por el sismo.

- **Fase 6: Revisión de derivas y desplazamientos**

Se revisaron los desplazamientos y derivas tanto para el modelo de la estructura en estado actual como el modelo con la propuesta de reforzamiento.

- **Fase 7: Panorama ante evento sísmico**

En base a los resultados del proyecto se plantea el panorama ante el evento sísmico que contiene las áreas de riesgo de la edificación.

- **Fase 8: Propuesta de reforzamiento**

Con los elementos estructurales vulnerables identificados, se propone un reforzamiento y se hacen modificaciones al modelo existente para incluirlo. Se chequean los efectos de la propuesta de reforzamiento y la capacidad de los elementos reforzados.

- **Fase 9: Presupuesto**

Se realizó un presupuesto detallado de los elementos estructurales que componen la propuesta de reforzamiento.

- **Fase 10: Elaboración de planos estructurales**

Con la información obtenida de las visitas para el levantamiento de datos y con el reforzamiento ya determinado, se efectúan los planos estructurales del proyecto.

A continuación se desarrollará cada fase en profundidad.

## **Fase 1: Análisis de los antecedentes**

Un estudio de vulnerabilidad se basa en las condiciones propias de resistencia o deformación de la estructura bajo condiciones específicas de carga, y se complementa con todas aquellas condiciones, producto del tiempo o deterioro, las cuales a su vez podrían ocasionar pérdidas importantes de capacidad y resistencia.

De acuerdo al estudio preliminar realizado por los estudiantes del TEC, en diciembre del 2011, en el presente documento se refiere algunos de los principales hallazgos en ese proyecto. Además se complementan estas observaciones y pruebas de laboratorio con visitas propias, tomas de fotografías y toma de medidas en el campo.

El trabajo de estos estudiantes consistió en el análisis de la vulnerabilidad sísmica del colegio San Luis Gonzaga; por medio de tres modelos que permitieron hacer una representación simplificada de la estructura, estos modelos fueron: un eje de columnas, un muro y por último un marco correspondientes al sector sur del colegio. Este trabajo se dividió en tres etapas, la primera corresponde al análisis estructural de cada modelo (bajar cargas) mediante el método de áreas tributarias. La segunda etapa consistió en asignar las cargas a cada modelo en el programa SAP-2000V14 para su simulación ante dos tipos de sismo (severo y moderado), con el fin de obtener el efecto de estas cargas sobre la estructura. Una vez terminada esta etapa se prosiguió con la etapa de diseño de los elementos más importantes tales como vigas, columnas y muros para determinar una propuesta basada en el acero mínimo para compararlos con los valores reales, obtenidos de las pruebas de laboratorio. Una vez finalizadas las etapas se logró concluir que la mayoría de los elementos estructurales presentan un comportamiento adecuado ante dichos sismos.

Las visitas que se realizaron en el colegio se hicieron con el fin de corregir el levantamiento geométrico y estructural de ciertas secciones del edificio, además de efectuar muestras de

laboratorio para determinar la calidad de los materiales.

Se pudo examinar en profundidad el estado actual de las estructuras y se apreciaron algunos aspectos que representan riesgo a la utilización

## Pruebas realizadas en el estudio preliminar

En las visitas a la edificación que se hicieron en el 2011, por parte de los estudiantes del TEC, para el curso, se llevaron a cabo varias pruebas destructivas y no destructivas en diferentes elementos del colegio, dando mayor enfoque a la sección sur del colegio.

Estas pruebas se realizaron con el fin de determinar la resistencia y la distribución en algunos elementos estructurales fundamentales. Las pruebas y exploraciones realizadas fueron las siguientes:

- a) Extracción de 10 núcleos de elementos estructurales y de concreto para la posterior falla y determinación de la resistencia de concreto.
- b) 40 ensayos de esclerómetro en diferentes elementos estructurales para determinar la resistencia del concreto de forma no destructiva.
- c) 10 picas en diferentes elementos estructurales con el fin de determinar la ubicación, la cantidad y el diámetro de acero de refuerzo. Estas picas se realizaron en elementos estructurales primarios.
- d) 1 trinchera de exploración en puntos estratégicos para determinar las dimensiones y profundidad de las cimentaciones de la estructura.
- e) 10 ensayos para la detección de acero.
- f) 6 fallas al acero de las cuales una era a las cerchas y la otra al acero de refuerzo.

A continuación se muestran fotos de los diferentes ensayos que se realizaron con el fin de ilustrar mejor las pruebas realizadas.

del inmueble, condiciones que serán tratadas a lo largo del presente capítulo.

Las siguientes 2 imágenes son parte de las 10 detecciones de acero que se realizaron.



Figura 16. Detección de acero en columna circular (C7).



Figura 17. Detección de acero a una viga de entrepiso en el sector norte del edificio

En el caso de los resultados de las detecciones, se tienen unos resultados parciales en el anexo 2 del presente documento, pero por el tamaño de recubrimientos los resultados no se consideran confiables y por ello queda pendiente la ejecución con el nuevo equipo de detección por ultrasonido con que cuenta el CIVCO.

Las siguientes 2 imágenes muestran extracciones de núcleos en una viga de entrepiso y a una columna C3 respectivamente.



Figura 18. Extracción de Núcleo a viga de entrepiso, ubicada en el comedor del edificio.



Figura 19. Extracción de Núcleo a columna del sector sur del edificio.

En el siguiente cuadro se puede observar de manera resumida los datos obtenidos de la falla de los cilindros extraídos. Los datos completos con el detalle de la ubicación de cada uno de los cilindros se pueden encontrar en el anexo 2 del presente documento.

Núcleo	Long (mm)	R L/P	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm2)
1	132,90	1,92	12,38	126
2	133,84	1,93	14,19	145
3	116,93	1,69	32,20	328
4	125,31	1,81	26,03	265
5	95,37	1,37	21,91	211
6	127,73	1,84	36,94	377
7	90,18	1,30	31,19	318
8	88,24	1,27	35,24	359
9	134,26	1,94	15,15	154
10	134,53	1,94	24,82	253

Cuadro 1. Datos de la falla de los cilindros de concreto

A continuación se muestran imágenes de la prueba de extracción de acero de una viga ubicada en el sótano norte, esta cuenta con una sección de 20 x 35 cm.



Figura 20. Extracción de acero en una viga de entrepiso longitudinal.



Figura 21. Corte de varilla para la extracción de acero

En el siguiente cuadro se puede ver de manera resumida los resultados obtenidos de las fallas de las diferentes probetas, la información completa se puede encontrar en el informe parcial de laboratorio en el anexo 2 del presente documento.

Código	Diámetro	Long.		Elongación	Carga	Área	Esfuerzo	Esfuerzo
		Inicial	Final					
(#)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(kg)	(cm2)	(kg/cm2)	(kg/cm2)
1	1.629	19.905	21.473	7.30	13387	1.629	8218	4930.8
2	1.628	19.700	21.124	6.74	13387	1.628	8223	4933.8
4	1.943	20.034	25.707	22.07	12448	2.965	4198	2518.8
4_1	1.930	20.091	26.067	22.93	12474	2.925	4265	2559
4_2	1.935	20.103	26.217	23.32	12395	2.941	4215	2529
5	0.648	19.871	21.724	8.53	1379	0.330	4179	2507.4

\*Calculado como el 60% del esfuerzo de ruptura

Cuadro 2. Datos de falla de las probetas de acero

Otras de las pruebas que se realizaron fueron las de SPT, las cuales se realizaron tanto en la parte norte como en la parte sur del edificio central del colegio San Luis Gonzaga. En total se realizaron cuatro pruebas por motivos de que el mazo no pudo penetrar a la profundidad de 6 metros.

Por ejemplo en los siguientes cuadros podemos ver los resultados del contenido de humedad en suelo y del SPT para el costado norte del edificio. Los resultados completos se pueden encontrar en el anexo 2 del presente documento.

Profundidad (m)	Humedad (%)	Recuperación (cm)
0,05-0,50	28,9	19
0,50-1,00	29,6	18
1,00-1,50	30,1	28
1,50-2,00	22,2	23
2,00-2,50	25,1	12
2,50-3,00	23,4	33
3,00-3,50	18,1	26
3,50-4,00	30,9	12

Cuadro 3. Contenido de humedad de muestras del costado norte

Profundidad (m)	Número de golpes			N	Nspt
	0,15m	0,30m	0,45m		
0,05 - 0,50	1	1	2	3	1,8
0,55 - 1,00	2	3	4	7	4,2
1,05 - 1,50	4	5	5	10	6,0
1,55 - 2,00	5	6	7	13	7,8
2,05 - 2,50	5	5	2	7	4,2
2,55 - 3,00	4	3	7	10	6,0
3,05 - 3,50	4	5	5	10	6,0
3,55 - 4,00	17	RB	RB	RB	RB

Cuadro 4. Datos de SPT en costado norte



Figura 22. Prueba SPT sección norte

En la siguiente imagen se muestran los núcleos antes de fallarse en el laboratorio del CIVCO.



Figura 23. 10 Núcleos de Concreto para fallar

## Fase 2: Caracterización de la estructura

Esta fase consistió en hacer un recorrido en todos los recintos del edificio central, con el objetivo de conocer las dimensiones de las vigas, columnas, muros y elementos de acero. Ya que los planos existentes no contemplan detalles estructurales, por lo que las características de los elementos no se conocían.

En las figuras 25, 26 y 27 se pueden observar algunas de las mediciones realizadas

También una parte importante de la caracterización de los elementos estructurales se hizo con el estudio de las fotografías antiguas que se pueden encontrar completas en el apéndice. Por ejemplo para modelar las secciones de la cúpula se utilizaron fotografías como la de la figura 24.

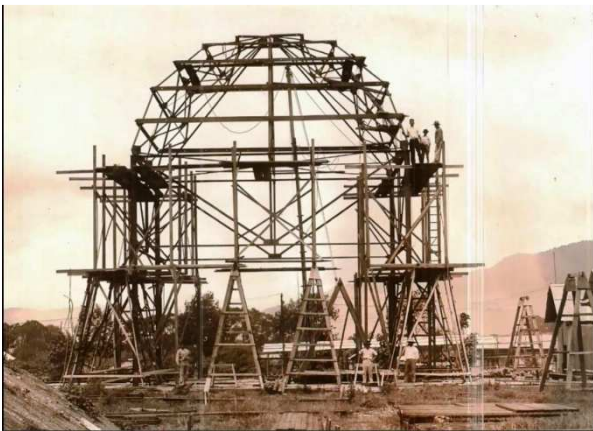


Figura 24. Estructura de acero de la cúpula



Figura 25. Medición de viga de concreto reforzado



Figura 26. Medición de columna de concreto reforzado



Figura 27. Medición de angular de cuerda inferior de cerchas

# Fase 3: Modelo SAP2000

Conociendo los elementos que componen el edificio, se pudo realizar el modelo en el programa SAP2000 v14.1.0, a continuación se detallan los pasos de la conformación del modelo.

## Definición de unidades y propiedades de materiales

En el modelo se trabajaron con kilogramos y metros como unidades y las propiedades de los materiales utilizados se detallan en el cuadro 1. Para obtener el módulo de elasticidad a utilizar se realizaron dos modelos de un muro típico del segundo piso como se puede observar en las figuras 28 y 29.

La figura 28 representa el modelo de un muro transversal del segundo nivel compuesto por las secciones de acero y el concreto. Formadas en el programa SAP2000 V14.1.0 con elementos tipo *frame* y tipo *shell*.

Para el modelo del muro de únicamente concreto en la figura 29 se observan los elementos tipo *shell* que lo conforman.

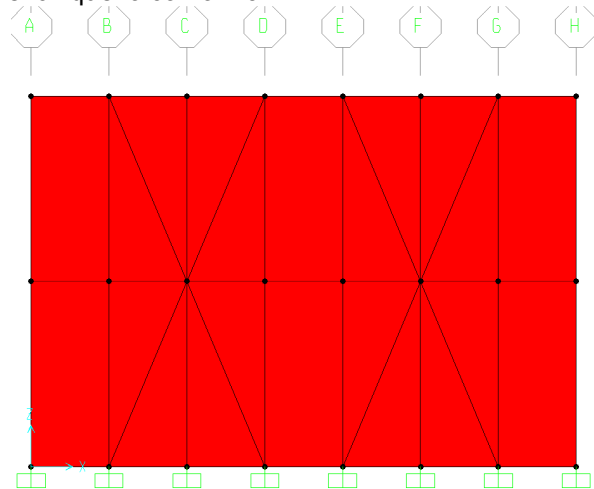


Figura 28. Modelo del muro con perfiles de acero

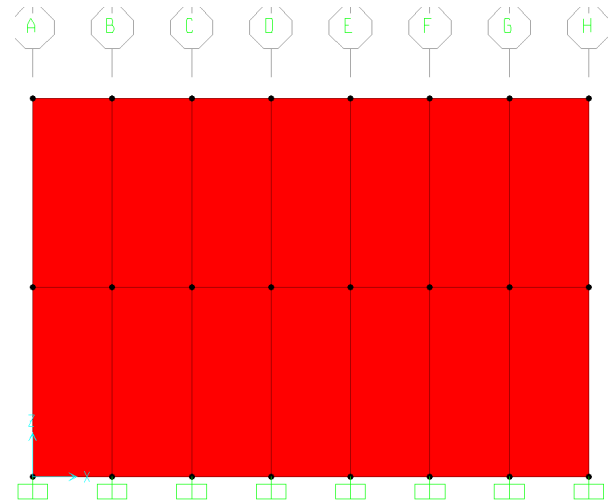


Figura 29. Modelo del muro solo de concreto

Se hizo una verificación de las deformaciones en cada uno de los modelos al aplicar una fuerza sísmica supuesta de 100 toneladas. Luego en el modelo sin los perfiles de acero se empieza a incrementar el valor del módulo de elasticidad hasta lograr que se igualen las deformaciones en ambos modelos.

Después se expresa en forma porcentual y se aumenta el valor supuesto inicialmente de módulo de elasticidad.

<b>CUADRO 5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES MODELADOS</b>			
<b>MATERIAL</b>	<b>DENSIDAD (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>MÓDULO POISSON (Adimensional)</b>	<b>MÓDULO ELASTICIDAD (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Ladrillo	1 600	0.25	32 500
Bloques de mampostería	1 600	0.20	52 500
Concreto ciclópeo	2 200	0.30	300 000
Concreto reforzado	2 400	0.20	230 308*
Acero estructural	7 850	-	2 038 901

\*Calculado para el concreto con  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  con aumento del 5%, basado los modelos de los muros tomando en cuenta la estructura interna de angulares y sin considerar esta estructura.

## Creación de secciones a utilizar en el modelo

Se crearon las secciones necesarias que resultaron del levantamiento de elementos, se detallan las secciones en el cuadro 2. En el apéndice 7 se puede encontrar en las láminas de planos, los detalles de las ubicaciones de los elementos estructurales que componen el colegio.

<b>CUADRO 6. SECCIONES UTILIZADAS EN EL MODELO</b>			
<b>COLUMNAS (cm)</b>	<b>VIGAS (cm)</b>	<b>ELEMENTOS METÁLICOS (cm)</b>	<b>ELEMENTOS DE ÁREA</b>
C1- 35 x 35	V1- 20 x 35	Angular 5 x 5 x 0.635	Muro 10 cm
C2- 25 x 25	V2- 40 x 45	Angular 7.5 x 7.5 x 0.635	Muro 100 cm
C3- 54 x 54	V3- 32 x 65	Angular Doble 7.5 x 7.5 x 0.635	Muro 15 cm
C4- 36 x 46	V4- 45 x 100		Muro 20 cm
C5- 46 x 46	V5- 34 x 70		Muro 30 cm
C6- 66 x 66	V6- 20 x 45		Muro 35 cm
C7- Diámetro 48	V7- 30 x 45		Block 15 cm
4 Angulares 7.5 x 7.5 x 0.635			Entrepiso 15 cm



## Dibujo de la estructura

Con las secciones ya definidas, se procede al dibujo de todos los elementos que componen el modelo, para obtener como producto final el modelo observado en la figura 30.



Figura 30. Vista 3D del modelo del edificio central del colegio San Luis Gonzaga

## Definición de cargas permanentes y temporales

El modelo incluye inicialmente sólo las cargas correspondientes al peso propio de los elementos, por lo que se le debe incluir las cargas permanentes y temporales. Las cuales tienen los valores mostrados en el cuadro 3.

CUADRO 7. DETALLE DE CARGAS APLICADAS	
<b>Permanentes</b>	<b>Valor (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Terrazo + Mortero	120
Cubierta + Accesorios	15
Cielo + Instalaciones	55
<b>Temporales</b>	<b>Valor (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Techo	40
Lugares de reunión	400

## Colocación de cargas y masas en el modelo

Con las cargas definidas, se procede a colocar en el modelo las cargas según el área tributaria de techo en el caso de los nudos de la cercha, como se puede ver en la figura 31.

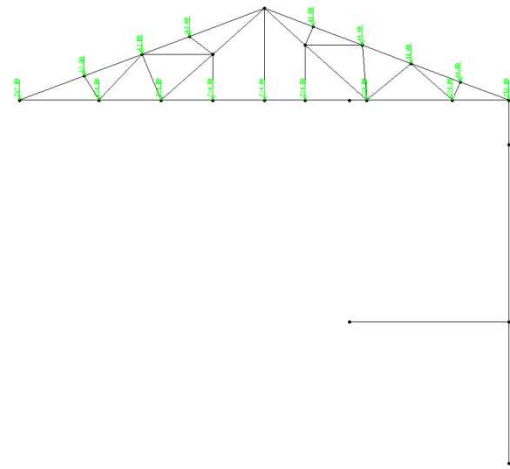


Figura 31. Cercha típica cargada

En el apéndice 2 se pueden encontrar figuras de mayor tamaño.

Tomando en cuenta las fuerzas obtenidas a partir de las cargas permanentes y temporales, al modelo se le añaden las masas que resultan de dividir la fuerza entre el valor de la gravedad, tomado para el presente proyecto como 9.81 m/s<sup>2</sup>.

En el caso de la masa aportada por las cargas permanentes y temporales en el entrepiso, esta se contabilizó al modificar la masa por unidad de volumen del material definido para los elementos *shell* del entrepiso.

Para el caso de las cerchas y la cúpula también se hizo una estimación por nudo de la masa y carga correspondiente.

## Cálculo de la carga de empuje

Basados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica del año 2010 y con el Código Sísmico de Costa Rica se estimó la fuerza de empuje que ejerce el suelo sobre un muro de contención que se encuentra en todo el perímetro interno del primer nivel del Colegio San Luis Gonzaga.

## Determinación tipo de estructura

Lo primero que se hizo fue determinar qué tipo de estructura de contención se está utilizando, esto se logró por medio de comparaciones entre el muro de análisis y la información obtenida en el capítulo 6, sección 1 del Código de Cimentaciones de Costa Rica 2010, en la cual se explica que existen dos tipos de estructuras de retención: Rígidas o semirrígidas y las flexibles.

Para el caso del muro de retención del edificio central, el muro es rígido debido a que la forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral, es decir solamente se experimenta una rotación o traslación como un todo, sin que aparezcan deformaciones por flexión.

## Determinación de la condición del muro con respecto al suelo.

Una vez determinada el tipo de estructura se procedió a escoger el tipo de condición que estaba sufriendo el muro esto basado en el capítulo 6, sección 1.2 del Código de Cimentaciones de Costa Rica 2010 menciona que dependiendo de las deformaciones laterales que puedan ocurrir en los muros se deben diseñar para la condición pasiva o activa.

Para el caso del muro se diseñó para la condición activa, es decir existe un movimiento hacia afuera del terreno ( $+\Delta H$ ) ejercido por el mismo suelo, provocado la falla de una cuña de suelo.

A continuación en la figura 32, se muestra gráficamente la condición activa:

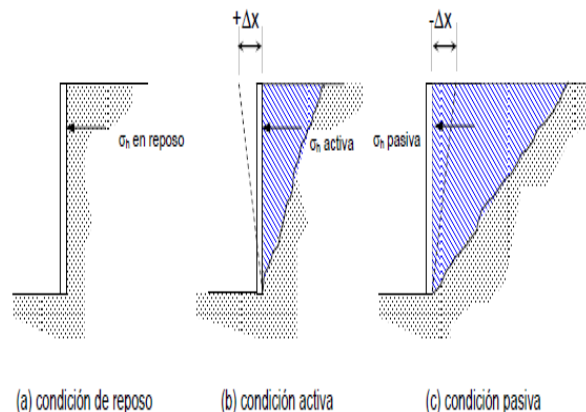


Figura 32. Condiciones de Empuje de Tierras (Capítulo # 2 Empuje de Tierras. Material Ing. Marco Tapia Balladares)

## Determinación del método a utilizar para calcular el empuje del suelo.

Una vez definidos el tipo de estructura de contención y la condición que este iba a tener se procedió a determinar el método con el cual calcular la carga de empuje del suelo, en nuestro caso se escogió el método de Rankine ya había que considerar la sobrecarga debido a la explanada y además debido a que la superficie del suelo es horizontal, es decir no hay ángulo de inclinación.

Según la teoría de Rankine mostrada en el capítulo 6, sección 2.2.1 del CCCR-2010 la Presión Activa se obtuvo por medio de:

$$Pa = \gamma \cdot H \cdot Ka - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka} + q \cdot Ka$$

Donde:

H: es la altura del muro.

$\gamma$ : es el peso unitario del suelo.

Ka: es el coeficiente de empuje activo.

c: es la cohesión.

q: es la sobrecarga ejercida en el terreno.

Donde el valor del coeficiente del empuje activo está definido por:

$$Ka = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi)$$

Donde:

$\phi$ : Es el ángulo de fricción.

Los valores del peso unitario del suelo, cohesión y ángulo de fricción fueron dados por el profesor guía.

Los valores utilizados fueron los siguientes: para el valor de  $\gamma$  se escogió un valor de 1632 kgf/m<sup>3</sup>, un valor de cohesión de 91.77 kgf/m<sup>2</sup>, el ángulo de fricción del suelo detrás del muro es de 20° la sobrecarga dio un valor de 360 kgf/m<sup>2</sup>.

## Determinación del empuje sísmico sobre el muro

Para el cálculo del empuje sísmico sobre el muro, el CSCR2010, en el capítulo 13.8 establece que los muros de retención de edificaciones deben ser diseñadas para resistir, además de las fuerzas estáticas, la siguiente fuerza horizontal de sismo:

$$P = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \left( \frac{3}{4} a_{ef} * \lambda \right)$$

Donde:

P: fuerza de sismo que actúa a 0,6 H sobre la base.

$\gamma$ : es el peso unitario del suelo.

$a_{ef}$ : Aceleración pico efectiva de diseño, definida en el sitio del edificio.

$\lambda$ : Factor de empuje lateral.

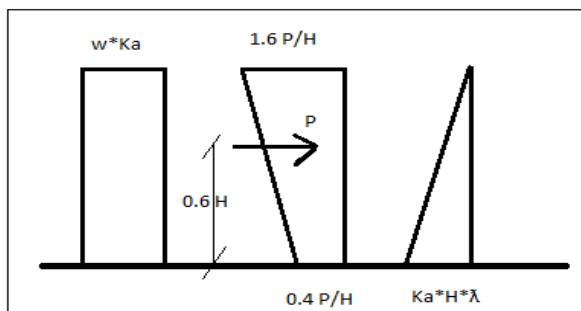


Figura 33. Diagrama de empuje del sismo sobre el muro.

A continuación se muestra un diagrama de flechas que muestra un resumen de lo explicado hasta el momento:

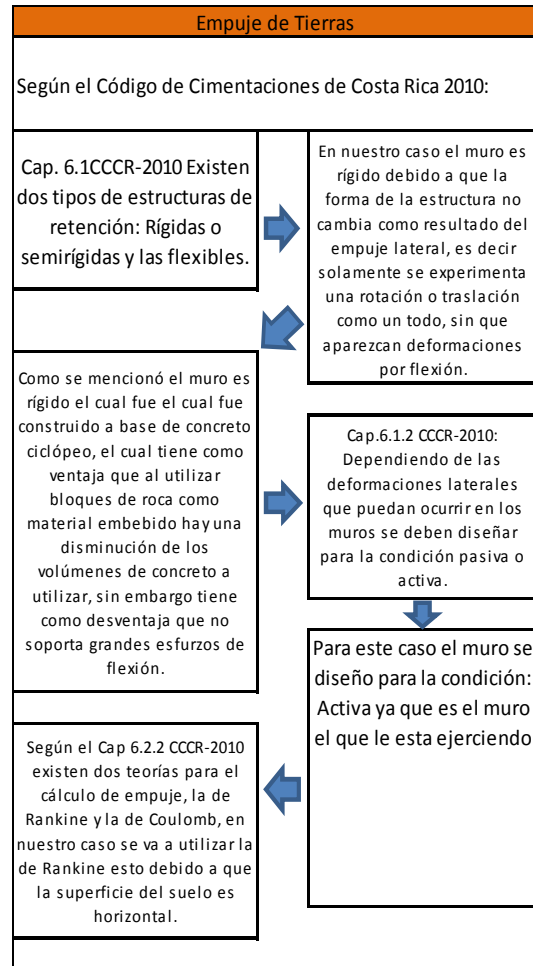


Figura 34. Diagrama de flechas que detalla el cálculo del empuje de tierras.

## Propiedades sísmicas de la estructura

Como se trata de un análisis dinámico, al modelo se le debe incluir las propiedades sísmicas de la estructura.

## Determinación de características de la estructura

Se determinó que la zonificación sísmica va hacer de III debido a su ubicación en la Ciudad de Cartago como se puede observar en la siguiente imagen:

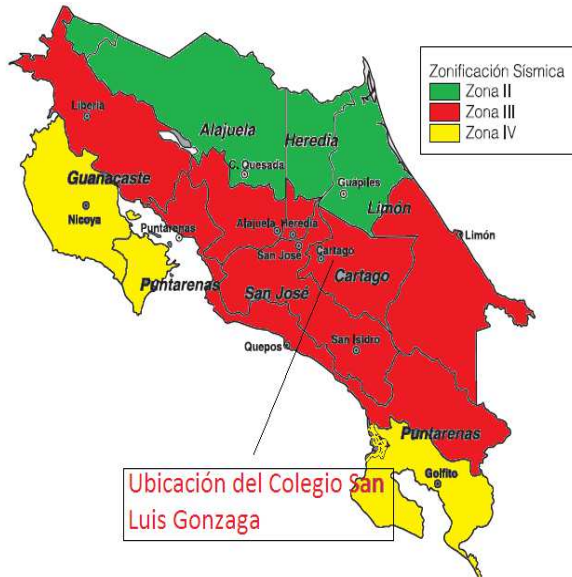


Figura 35. Mapa de zonificación de Costa Rica

Posteriormente se determinó la estructura del Colegio de San Luis Gonzaga, la cual se definió como Tipo dual ya que de acuerdo con el CSCR-20100 reúne las siguientes características: “Se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las *fuerzas sísmicas* por medio de *sistemas sismo-resistentes* constituidos por: a) *marcos* de concreto reforzado, acero o madera y b) por *muros* de concreto o de mampostería reforzada, *marcos arriostrados* de concreto reforzado, acero o madera”

Una vez seleccionada la estructura se continúa con la regularidad de la estructura tanto en planta como en altura, llegando a la conclusión que la estructura es irregular tanto en planta como en altura esto debido a que no se cumplen todas las especificaciones propuestas en el CSCR-2010, en donde nuestra estructura no todos los sistemas sismo-resistentes son continuos desde la cimentación hasta el nivel superior, sin discontinuidades o desfases horizontales en ningún nivel.

Posteriormente con irregularidad en planta debido a que no cumple que en cada nivel la excentricidad, o distancia entre los centros de masa y de rigidez, en cada una de las direcciones ortogonales x, y.

## Determinación del Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico, C, se obtiene a partir de siguiente fórmula:

$$C = \frac{A_{ef} I FED}{SR}$$

Donde según el CSCR-2010:

A<sub>ef</sub>= aceleración pico efectiva de diseño, expresada como fracción de la gravedad, obtenida en la Tabla 2.2 del CSCR-2010 para la zona sísmica y el sitio de cimentación correspondientes a la edificación.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0.20	0.30	0.40
S <sub>2</sub>	0.24	0.33	0.40
S <sub>3</sub>	0.28	0.36	0.44
S <sub>4</sub>	0.34	0.36	0.36

Figura 36. Tabla para la obtención de A<sub>ef</sub>. CSCR2010.

En nuestro caso se escogió 0,36 debido a que el suelo es S<sub>3</sub> y la Zona Sísmica es III.

I = factor de importancia de la edificación, según Tabla 4.1 del CSCR-2010.

En nuestro caso el factor de importancia utilizado fue 1 esto debido a que es una edificación de Ocupación Especial es decir es una edificación diseñada para actividades educativas como escuelas, colegios o educación para adultos con una capacidad mayor a 500 estudiantes.

SR = Se define como resultado del diseño estructural y del proceso constructivo, todo sistema estructural posee una capacidad real sismo-resistente que es mayor a la capacidad nominal sismo-resistente.

FED = factor espectral dinámico: es la modificación en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la zona sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad

global asignada  $\mu$  y del periodo. En nuestro caso la tabla utilizada es la siguiente:

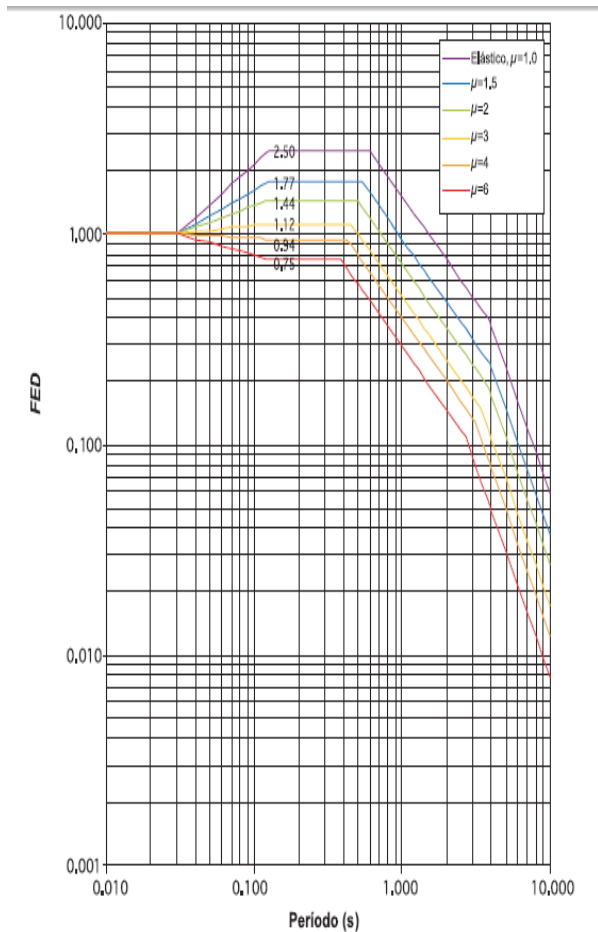


Figura 37. Diagrama para la obtención del FED. CSCR2010.

## Propiedades sísmicas del modelo

Se consideran dos casos de carga de tipo espectro de respuesta tanto para la dirección X del sismo como para la dirección Y del sismo. Al programa se le incorpora la gráfica del FED vs el Periodo como la de la figura 37 y se le agrega un factor de escala que se calcula como:

$$F = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot g}{SR}$$

Tomando de ejemplo la dirección X, se selecciona la aplicación de cargas en la dirección U1 que sería la X para el programa y para U2 se le asigna un 33%. Para el caso de Y se repiten los mismos pasos pero aplicando el 33% a U1.

## Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones de carga del capítulo 6.2 del CSCR2010, las cuales son:

$$CU = 1.4 CP$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 \cdot f_r \cdot CT + 1.6 CE$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 \cdot f_r \cdot CT \pm CS + CE$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE$$

Donde CU es la combinación última de diseño, CP es la carga permanente, CT es la carga temporal, CE es la carga de empuje principalmente dada por el empuje del suelo, CS es la carga sísmica,  $f_1$  es un factor que depende de la utilización de ocupación y  $f_r$  es un factor de reducción de la carga temporal.

El factor  $f_1$  que fue utilizado para los modelos fue 1 para el primer segundo nivel ya que el edificio tiene alta probabilidad de estar ocupado ante un sismo, y para techos se utiliza un factor de 0 como le dice el código en el capítulo 6.2. El factor de reducción de la carga temporal ( $f_r$ ) se obtiene del capítulo 6.3 del CSCR2010 donde está dado por la siguiente ecuación:

$$f_r = \left(1 - \frac{R_{CT}}{100}\right)$$

Donde  $R_{CT}$  depende principalmente del área del piso que soporta el elemento; sin embargo, en el capítulo 6.3 del mismo código menciona que existen algunas excepciones, la excepción d) menciona que no se permite reducir la carga temporal en sitios de reunión pública, por lo que el  $f_r$  es 1 para el caso del CSLG.

## Corrida del modelo

Se procede a ejecutar el modelo en el software SAP2000 v14.1.0 para obtener las tablas con las fuerzas y las imágenes de las fuerzas que actúan sobre la estructura como se observa en la figura 38.

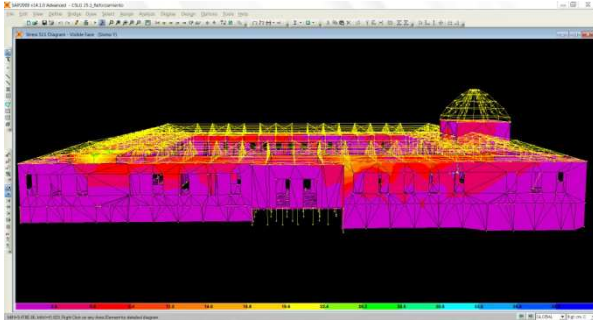


Figura 38. Modelo con fuerzas actuantes

## Verificación del modelo

Para verificar que la información del modelo es confiable se verifican tres parámetros. El primero es los periodos resultantes de los modos de oscilación y que se muestra como tabla de salida del programa SAP2000, se tiene que verificar que estos sean inferiores a 1 segundo, ya que periodos mayores pueden indicar presencia de elementos desconectados en el modelo estructural.

El segundo punto a verificar son las presiones que ejerce el modelo al suelo, ya que valores muy grandes o pequeños pueden indicar un error a la hora de colocar las cargas. Se verifica con la siguiente fórmula:

$$W_{cp} = \frac{\Sigma R_{zp}}{A_p}$$

Donde:

$W_{cp}$ = Presión generada por la carga permanente  
 $\Sigma R_{zp}$ = Suma de las reacciones en Z en el modelo para la carga por peso propio y la asignada  
 $A_p$ = El área de las placas de fundación o de no conocerse la huella del edificio

$$W_{ct} = \frac{\Sigma R_{zt}}{A_p}$$

$W_{ct}$ = Presión generada por la carga temporal  
 $\Sigma R_{zt}$ = Suma de las reacciones en Z en el modelo para la carga temporal asignada

El tercer punto a verificar del modelo es el cálculo del coeficiente sísmico real para ambas direcciones de sismo. Se empieza por el cálculo del peso sísmico calculado como sigue:

$$W_{sis} = \Sigma R_{zp} + 0.25 \Sigma R_{zt}$$

Donde:

$W_{sis}$ = Peso sísmico del edificio modelado

Se continúa con el cálculo del coeficiente sísmico real con las formulaciones:

$$C_{sxr} = \frac{\Sigma R_{sx}}{W_{sis}}$$

Donde:

$C_{sxr}$ = Coeficiente sísmico real en dirección X  
 $\Sigma R_{sx}$ = La suma de las reacciones en dirección X debidas al sismo

$$C_{syr} = \frac{\Sigma R_{sy}}{W_{sis}}$$

Donde:

$C_{syr}$ = Coeficiente sísmico real en dirección Y  
 $\Sigma R_{sy}$ = La suma de las reacciones en dirección Y debidas al sismo

Los valores obtenidos del empleo de esas fórmulas se pueden encontrar en el cuadro 12 en la sección de resultados del presente informe.

Con la verificación de los valores obtenidos de los puntos anteriores, se puede tener un modelo confiable.

## Fase 4: Análisis de los modos de oscilación

Con el modelo corrido se hace revisión de 100 modos de oscilación para analizar el comportamiento del edificio ante un sismo. Se extiende un análisis cualitativo de los primeros 30 modos de oscilación y se generan 10 imágenes

que ejemplifican el comportamiento del edificio como en la figura 39, estas se encuentran en el apéndice 3.

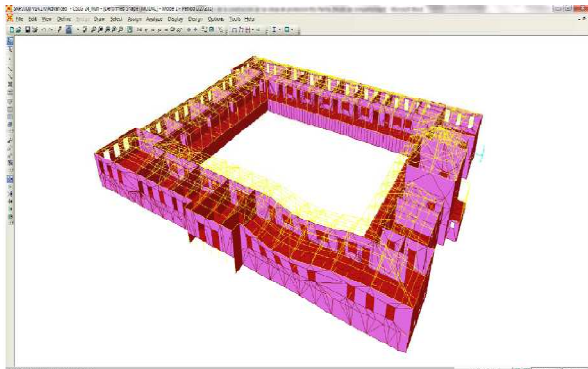


Figura 39. Modo de oscilación 1 del modelo

## Fase 5: Revisión de elementos estructurales

Para la revisión de los elementos viga y columna de los diferentes materiales se crearon hojas programables en el programa Microsoft Office Excel 2007. También para presentar de una manera más sencilla de comprender y más rápida de revisar datos, se elaboran gráficas de cortante, momento y carga axial en el caso de las columnas, de cortante y momento en el caso de vigas y de carga axial a compresión y tensión en el caso de los elementos de acero. Esto con el fin de contener todos los elementos modelados en una sola gráfica.

Estas gráficas del lado del eje de las ordenadas tienen datos de la siguiente forma:

$$\frac{Mu}{\phi Mn}$$

Este expresado en porcentaje, y en el eje de las abscisas se tiene el Mu de cada elemento, de manera que la gráfica revele el porcentaje de la capacidad del elemento que está trabajando para resistir dicha fuerza.

## Elementos de concreto

Para el caso de las vigas y las columnas se utilizó el método de resistencia (LRFD). Dada las diferencias en las resistencias de las probetas ensayadas como se puede ver en el anexo 2, se usó el  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , esto para actuar de manera conservadora en los cálculos de resistencia.

El valor de fluencia para el acero se fijó en  $2300 \text{ kg/cm}^2$ , aunque en el cuadro 2 se muestra que se alcanzan valores de  $2500 \text{ kg/cm}^2$ . De manera conservadora se utiliza un valor un 8% que era típico del acero de la época, esto tomando en cuenta la edad de la estructura.

Para el caso de las columnas, lo primero fue la verificación del comportamiento de estas, como columnas a flexo-compresión o solo flexión por lo que se filtraron los elementos por la siguiente fórmula:

$$Pu \leq 0.1f'_c Ag$$

Donde:

Pu= Carga axial última

Ag= Área bruta de la sección de columna

Si se cumple esto, la columna se revisa sólo por flexión y se omite el hacer gráficas de interacción.

Para la verificación por cortante, primero se verificó por la siguiente formulación

$$Vu \leq 0.5\phi Vc$$

Donde:

Vu= Fuerza cortante última

Vc= Capacidad a cortante del concreto

$\phi$ = Factor de reducción para cortante

Si los elementos son menores que esa fórmula, no requieren de aros.

Para la capacidad total a cortante tomando el aporte del concreto y el acero se hizo uso de la siguiente formulación:

$$\phi V_n = 0.75(0.53\sqrt{f'c} \times bw \times d + \frac{A_v \times f_y \times d}{S})$$

Donde:

V<sub>n</sub>= Fuerza cortante nominal  
 bw= Ancho de la sección  
 d= Altura de la cara a compresión al centro del refuerzo en la zona de tensión  
 S= Separación de los aros  
 A<sub>v</sub>= Área de acero aportada por los aros

La capacidad a flexión se obtuvo mediante la siguiente fórmula:

$$\phi M_n = 0.90 \times A_s \times f_y(d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{0.85 \times f'c \times b}{A_s \times f_y}$$

Donde:

M<sub>n</sub>= Momento nominal  
 φ= Factor de reducción para momento  
 A<sub>s</sub>= Área de acero a tensión

Para el caso de las vigas de concreto también se usaron las formulaciones anteriores.

Para los muros la manera que se utilizó para la revisión de la capacidad, fue por medio de las imágenes con código de color como la de la figura 40. Tomando como el límite de la capacidad a tensión y compresión, los siguientes valores, donde el 0.85 proviene del esfuerzo promedio en el bloque equivalente de esfuerzos y se acepta que la capacidad a tensión del concreto es un 10% de su resistencia a compresión a los 28 días. Esto se puede encontrar en el ACI 318.

$$\sigma_{adm_{comp}} = 0.85 \times f'c$$

$$\sigma_{adm_{tension}} = 0.1 \times f'c$$

Con estos dos valores como límite, se filtran los puntos vulnerables de la estructura.

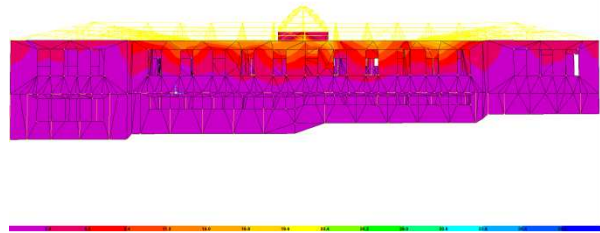


Figura 40. Código de colores para esfuerzos en paredes exteriores del oeste del edificio

Además se revisan al menos dos direcciones de los elementos tipo *shell* del software y que siguen el esquema de la figura 41.

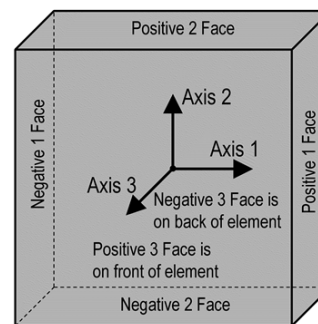


Figura 41. Esquema de un elemento *shell*

## Elementos de Acero

Para la revisión de los elementos de cercha de la estructura de techo y de la cúpula también se hizo uso del método LRFD.

En la revisión de los elementos a compresión para tomar en cuenta la esbeltez de los elementos, primero se calcula el parámetro de esbeltez como sigue:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Donde:

λ<sub>c</sub>= Parámetro de esbeltez  
 K= Factor de longitud efectiva  
 L= Longitud del elemento  
 r= Radio de giro de la sección  
 E= Módulo de elasticidad del acero

De manera conservadora se utiliza el mayor L de de los elementos de cercha para



revisar todos los demás, esto para agilizar el proceso de revisión en las hojas de cálculo.

Una vez obtenido el parámetro de esbeltez se procede a obtener el esfuerzo crítico de pandeo ( $F_{cr}$ ), dependiendo de la magnitud de este, las fórmulas son las siguientes:

Para  $\lambda c \leq 1.5$ ,

$$F_{cr} = (0.658 \times \lambda c^2) \times f_y$$

Para  $\lambda c > 1.5$ ,

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda c^2} \times f_y$$

Con este esfuerzo determinado el esfuerzo nominal por compresión se obtiene como:

$$\phi_c P_n = 0.85 \times A_g \times F_{cr}$$

Donde:

$\phi_c$ = Factor de reducción para miembros en compresión

$A_g$ = Área bruta de la sección

Para los elementos de cercha a tensión se revisó la fuerza última generada por el programa con la capacidad a tensión por fractura del elemento, esto actuando de manera más conservadora y tomando en cuenta las uniones por pernos de estos elementos. La fuerza resistente por fractura se calcula como:

$$\phi_t P_n = 0.75 \times f_y \times A_n \times U$$

Donde:

$A_n$ = Área neta que se obtiene como  $A_g - A_{\text{huecos}}$

$\phi_t$ = Factor de reducción por fractura para miembros en tensión

$U$ = Factor de reducción del área neta para obtener el área neta efectiva

Para la revisión del segmento de columnas en acero, figura 42, se hicieron dos verificaciones, la primera es mediante las fórmulas de interacción para columnas de acero y la otra es determinando las fuerzas generadas en el elemento corto en base a los desplazamientos obtenidos por el SAP2000.

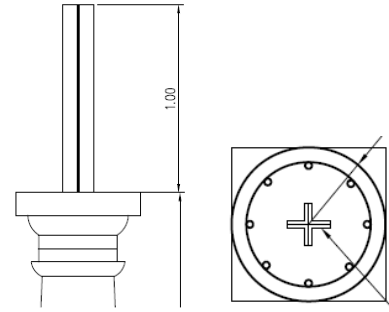


Figura 42. Columna metálica analizada en sección y plano

Las fórmulas utilizadas para revisar la interacción de la columna de acero son:

$$\phi_c P_n = 0.85 \times A_g \times F_{cr}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times f_y \times Z$$

Donde:

$\phi_b$ = Factor de reducción para miembros en flexión

$Z$ = Módulo de de sección plástico

Se establece la siguiente ecuación de interacción en base a la información anterior:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1$$

El segundo criterio de revisión de ese elemento obedece a la obtención del cortante y momento actuantes, en base a los desplazamientos generados por el programa para el punto inferior y superior de la columna metálica de 100 cm de longitud. Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$Q = \frac{12 \times E \times J \times f_o}{l^3}$$

$$M_{max} = \frac{12 \times E \times J \times f_o}{l^2}$$

Donde:

$E$ = Módulo de elasticidad del acero

$J$ = Módulo de Inercia

$f_o$ = Desplazamiento del elemento

$l$ = Longitud del elemento

Las condiciones de apoyo y la representación del caso de dónde se obtienen las ecuaciones quedan ejemplificados en la figura 43.

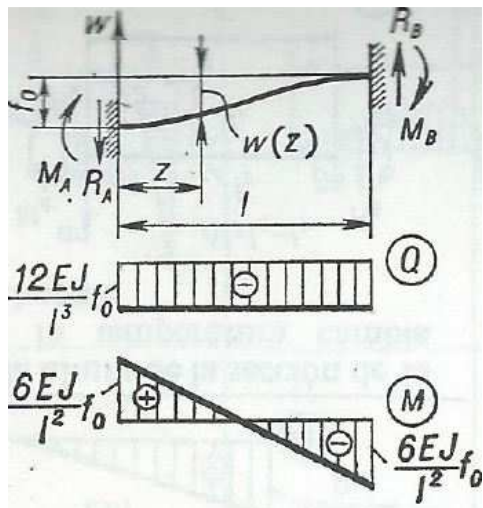


Figura 43. Esquema para fórmulas de cálculo

## Fase 6: Revisión de derivas y desplazamientos

Para la revisión de los límites en los desplazamientos del modelo se dividió el edificio en sector norte, sur, este y oeste. Además se sigue el capítulo 7.6 del CSCR 2010, donde los desplazamientos horizontales en cada nivel y las derivas, o desplazamientos relativos entre niveles adyacentes, se deben estimar por medio de las siguientes expresiones:

$$\delta_i = \alpha \cdot \mu \cdot SR \cdot \delta_i^e$$

(Ecuación 7-7 del CSCR 2010)

$$\Delta_i = \mu \cdot SR \cdot \Delta_i^e$$

(Ecuación 7-8 del CSCR 2010)

Donde el  $\delta_i$  es el desplazamiento inelástico absoluto horizontal,  $\Delta_i$  es la deriva inelástica o desplazamiento horizontal inelástico relativo horizontal entre el nivel  $i$  y el nivel

adyacente inferior,  $\alpha$  es el factor de desplazamiento el cual se obtiene de la tabla 7.1 del CSCR 2010,  $\mu$  es el valor de la ductilidad global asignada el cual se encuentra en la figura 31 de este trabajo,  $SR$  es el factor de sobre resistencia el cual está referenciado en la figura 31 del presente trabajo y finalmente  $\delta_i^e$  y  $\Delta_i^e$  son el desplazamiento elástico absoluto del nivel  $i$  y deriva elástica entre el nivel  $i$  y el nivel adyacente. El capítulo 7.8 del CSCR 2010, da las consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones que debe de cumplir cada modelo diseñado. Dicho capítulo define la razón de la deriva inelástica como  $\delta_i/H_i$ , y en donde  $H_i$  es la altura entre dos puntos diferentes, y de rigidez igualmente diferente. La razón inelástica no debe exceder los valores de la tabla 7.2 del CSCR 2010, la cual depende del tipo de sistema estructural y del tipo de edificación según su importancia.

## Fase 7: Panorama ante evento sísmico

De acuerdo con la información del estado actual de la estructura y con los resultados de los modelos estructurales, se estiman las zonas de mayor riesgo sísmico, con el fin de estimar las posibles consecuencias de este en los elementos estructurales.

Al final de la sección de los resultados se puede encontrar en detalle las acciones esperadas ante un evento sísmico.

## Fase 8: Propuesta de reforzamiento

Una vez que se ubican las zonas vulnerables, se procede a analizar las posibles maneras de reforzar la estructura para después aplicarla al modelo como se puede apreciar en la figura 44 y en el apéndice 7 se puede ver en la lámina de planos 4/5 con mayor detalle.

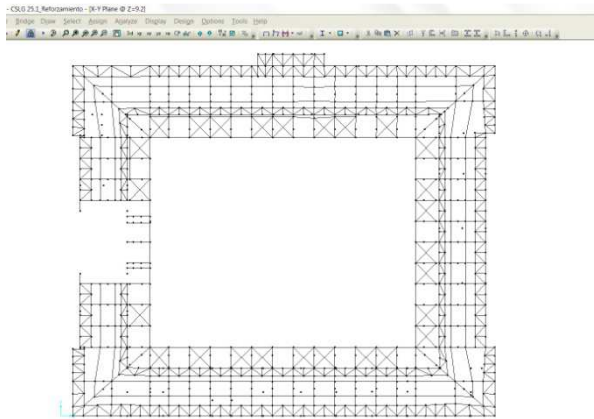


Figura 44. Modelo con reforzamiento

Después se corre el modelo reforzado y se revisan las mejoras en las zonas críticas, en forma de una imagen como la de la figura 40 para el caso de muros, y en tablas y gráficas para elementos que se usaron para reforzar el edificio. Para la revisión de los elementos propuestos se hará uso de las ecuaciones de las fases previas del presente documento.

## Fase 9: Presupuesto

Se hace un presupuesto de los materiales necesarios para el reforzamiento de la estructura de techo, tomando en cuenta la limpieza de los elementos de acero existentes, la preparación de los elementos a colocar y la pintura anticorrosiva de los elementos para el reforzamiento.

De acuerdo a la consulta con la empresa Construcciones y Estructuras Trejos S.A, una buena aproximación del monto de la mano de obra en el caso de las estructuras metálicas, es tomarla como un 75% del monto calculado para los materiales, por lo que se tiene la oferta completa de materiales y mano de obra.

Esta empresa también hace sugerencias sobre los valores que se calcularon previamente

de materiales, con el fin de tener un presupuesto bastante cercano a la realidad.

También se hace un presupuesto de la reparación de muros y de la reparación de algunas columnas ubicadas en zonas vulnerables.

## Fase 10: Planos estructurales

Debido a que lo que se tiene planeado realizar sobre el edificio principal del colegio San Luis Gonzaga es sólo una remodelación, los planos existentes realizados por patrimonio nacional no tienen mayor detalle de la estructura de la que está conformada el colegio, por lo que utilizando los datos del levantamiento y el programa AutoCAD 2010, se hacen 5 láminas estructurales que toman como base algunas de las láminas del estudio preliminar, pero se profundiza en caracterizar los elementos estructurales, hacer correcciones y crear una lámina con la propuesta de reforzamiento.

Un ejemplo de una de las láminas realizadas se puede ver en la figura 45 y se pueden encontrar las láminas completas en el apéndice 7.

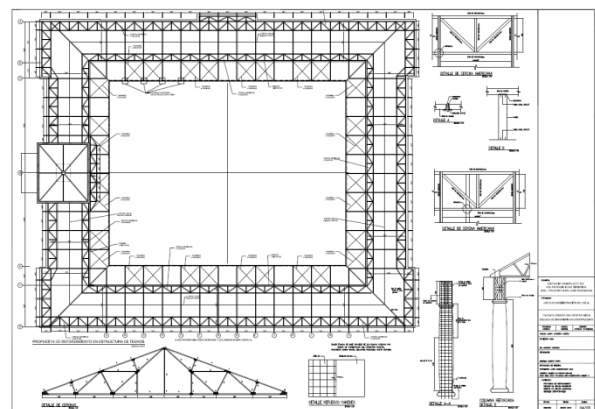


Figura 45. Lámina 4/5, reforzamiento de la estructura

# Resultados

## Estado actual y aspectos de riesgo

### Cimentación

Observaciones de esta sección:

- No hay asentamientos visibles en muros o cimientos
- Resistencia a compresión del concreto de placa aislada  $359 \text{ kg/cm}^2$
- No hay daños por falta de capacidad de soporte
- Hundimiento leve en un sector de la plaza central del colegio



Figura 46. Placa corrida descubierta



Figura 47. Placa aislada descubierta



Figura 48. Vista de la fachada norte

# Primer Nivel

Observaciones de esta sección:

- Falta de recubrimiento mínimo
- Efecto de laminación
- Entrepiso no conectado a elementos tipo viga y columna
- Agrietamiento de repellos
- Repellos de espesor excesivo
- Elementos fuera de eje



Figura 49. Varillas expuestas de entrepiso de sótano norte



Figura 50. Repello de columna en sótano oeste



Figura 51. Varillas de columna en sótano norte



Figura 52. Entrepiso sobre viga de entrepiso apoyado en el muro de contención



Figura 53. Vigas de entrepiso fuera de eje



Figura 54. Fisura en repellos

# Segundo nivel

## Aspectos de Riesgo zona Sur del Colegio de San Luis Gonzaga

Esta sección presenta básicamente problemas:

- Corrosión en la estructura metálica de las cerchas.
- Deterioro en las columnas circulares debido a agentes naturales como la lluvia y el sol.
- Falta de Continuidad de elementos lo que provoca agrietamiento en las paredes.
- Falta de tensores en el techo.



Figura 57. Presencia de dos bloques de cerchas sin tensores y con alto nivel de corrosión. (Generalizado en todo el edificio)



Figura 55. Agrietamiento horizontal en las paredes



Figura 56. Grieta estructural en pared



Figura 58. Agrietamiento en las paredes por falta de continuidad de elementos

## Aspectos de Riesgo zona Norte del Colegio de San Luis Gonzaga

En esta sección se encuentran los siguientes problemas:

- Corrosión en la estructura metálica de las cerchas.
- Agrietamiento considerable en columnas circulares
- Falta de Continuidad de elementos lo que provoca agrietamiento en las paredes.
- Falta de tensores en el techo.



Figura 59. Corrosión en la estructura metálica.



Figura 60. Agrietamiento en paredes debido a falta de continuidad.



Figura 61. Profundidad de agrietamientos



Figura 62. Daños en ángulos de paredes



Figura 63. Agrietamiento columna circular con probable efecto de laminación

## Aspectos de Riesgo zona Oeste del Colegio de San Luis Gonzaga

En esta sección se encuentran los siguientes problemas:

- Corrosión en la estructura metálica de las cerchas.
- Deterioro en las columnas circulares debido a agentes naturales como la lluvia y el sol.
- Falta de Continuidad de elementos lo que provoca agrietamiento en las paredes.
- Falta de tensores en el techo



Figura 64. Corrosión en las uniones de los elementos metálicos.



Figura 65. Corrosión en la estructura metálica.

## Aspectos de Riesgo zona Este del Colegio de San Luis Gonzaga

En esta sección se encuentran los siguientes problemas:

- Corrosión en la estructura metálica de las cerchas.
- Deterioro en las columnas circulares debido a agentes naturales como la lluvia y el sol.
- Falta de Continuidad de elementos lo que provoca agrietamiento en las paredes.
- Falta de tensores en el techo.



Figura 66. Corrosión en la estructura metálica.

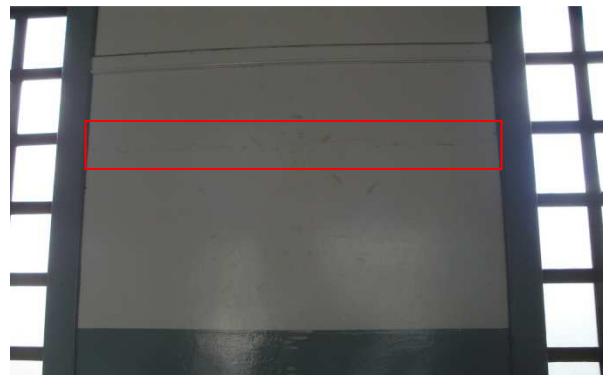


Figura 67. Agrietamiento de pared longitudinal interior



Figura 68. Grieta en pared transversal



## Datos de entrada del modelo

Esta sección contiene algunos resultados de datos necesarios para el modelo.

<b>CUADRO 8. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO</b>					
<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>CSCR 2010</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>CSCR 2010</b>
Ubicación	Cartago		Aceleración Pico Efectiva (Aef)	0.36	(Tabla 2.2)
Tipo de suelo	S3	(Apartado 2.2)	Factor de Importancia (I)	1	(Tabla 4.1)
Sistema estructural	Dual	(Apartado 4.2)	Ductilidad Global Asignada ( $\mu$ )	1.5	(Tabla 4.3)
Estructura en planta	Irregular moderada	(Apartado 4.3)	Factor de Sobre-resistencia (SR)	1.5	(Capítulo 5)
Estructura en Atura	Irregular moderada	(Apartado 4.3)	Periodo Estimado (T)	0.16	(Apartado 7.4e)
Ductilidad Local	Moderada	(Apartado 4.4)	Factor Espectral Dinámico (FED)	1.768	(Capítulo 5)
Zona Sísmica	III	(Tabla 2.1)	<b>Coefficiente Sísmico (CS)</b>	<b>0.42</b>	<b>(Capítulo 5)</b>

<b>CUADRO 9. DETALLE DE CARGAS Y MASAS POR NUDO EN CERCHAS</b>			
<b>Cargas Aplicadas</b>			
<b>Elemento</b>	<b>CP cubierta y accesorios</b>	<b>CP cielo</b>	<b>CT techo</b>
<b>Nudos</b>	<b>(kgf)</b>	<b>(kgf)</b>	<b>(kgf)</b>
Cercha Superior	53	***	140
Cercha Inferior	***	214	***
Nudos Cúpula	40	***	104
<b>Masas Aplicadas</b>			
<b>Elemento</b>	<b>CP cubierta y accesorios</b>	<b>CP cielo</b>	<b>CT techo</b>
<b>Nudos</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>
Cercha Superior	5.53	***	2.14
Cercha Inferior	***	21.8	***
Nudos Cúpula	3.98	***	1.59
Entrepiso	12.23	***	6.12

<b>CUADRO 10. CÁLCULO DEL EMPUJE DE SUELO</b>		
<b>Calculo de la Presión Activa</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
H=	Profundidad a la que se calcula la presión (m)	3.2
$\gamma$ =	Peso volumétrico del suelo detrás del muro (kg/m <sup>3</sup> )	1632
c=	Cohesión del suelo detrás del muro (kg/m <sup>2</sup> )	92
q=	Sobrecarga sobre la superficie del terreno (kg/m <sup>2</sup> )	360
$\phi$ =	Ángulo de fricción del suelo detrás del muro (°)	20
Ka=	Coefficiente de empuje activo (adimensional) =	0.49
Pa=	Presión activa del suelo (kg/m <sup>2</sup> )=	2608
<b>Cálculo del Empuje Sísmico</b>		
Kh=	Coefficiente dinámico horizontal para Zona III S3	0.2
P=	Fuerza sísmica sobre el muro (kg/m)=	1253
1.6 P/H=	Empuje sísmico en la parte superior del muro (kg/m <sup>2</sup> )	627
0.4 P/H=	Empuje sísmico en la parte inferior del muro (kg/m <sup>2</sup> )	157

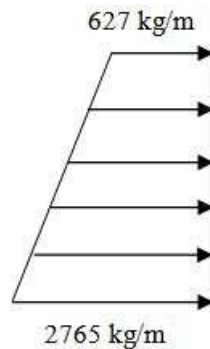


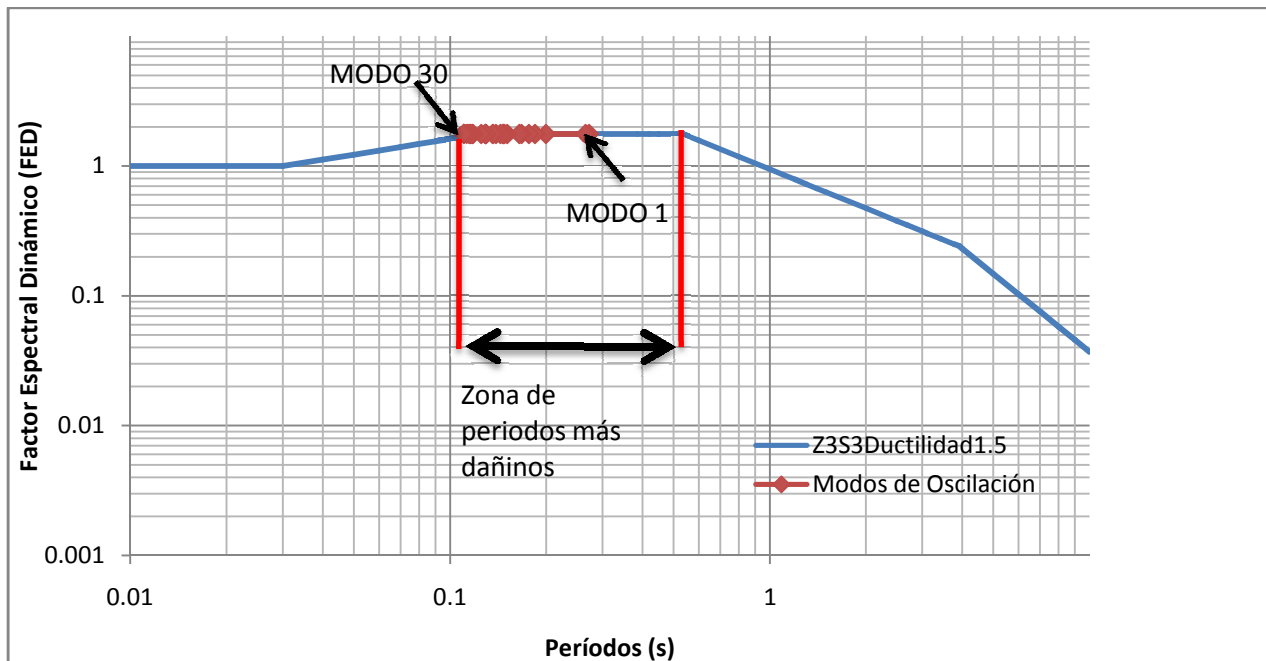
Figura 52. Diagrama de presiones del empuje de suelos aplicado al modelo

<b>CUADRO 11. DATOS DE MODELO DE MUROS</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Deformaciones</b>	<b>Módulo Elasticidad Inicial</b>	<b>Módulo Elasticidad Final</b>	<b>Diferencia</b>
(Tipo)	(cm)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)
Muro concreto	0.00660	218,820	230,308	4.99
Muro concreto y acero	0.00696	218,820	***	

## Comprobación del modelo

<b>CUADRO 12. DATOS DE REVISIÓN</b>	
<b>Parámetro</b>	<b>(kgf)</b>
Carga Dead $\Sigma R_z$	5,583,582
Cp+ Dead	5,977,150
Carga Temporal	949,995
Sismo X F1	178,200
Sismo Y F2	180,546
Wsísmico= CP+Cdead + 0.25CT	6,214,649
<b>Coefficiente Sísmico Real</b>	
Csísmico Xreal	0.0287
Csísmico Yreal	0.0291
<b>Presión Aparente Generada al Suelo</b>	
Presión Cpermanente Wcp (kg/m2)=	2,989
Presión Ctemporal Wct (kg/m2)=	475

## Análisis de los primeros 30 modos de oscilación de la estructura



Gráfica 1. Factor espectral dinámico vs periodos de los modos de oscilación

### CUADRO 13. ANÁLISIS DE LOS PRIMEROS 30 MODOS DE OSCILACIÓN DE LA ESTRUCTURA

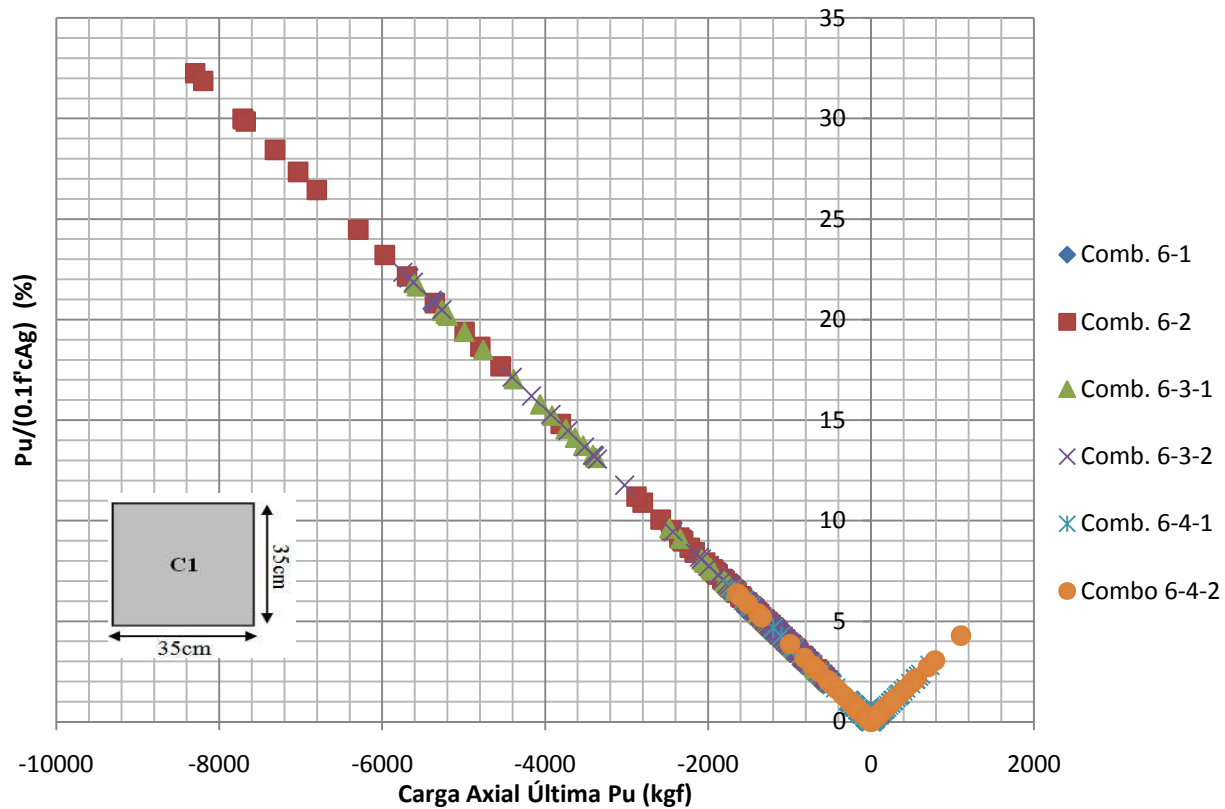
Modo (número)	Descripción (Texto)
1	Movimiento en estructura de techo y paredes de segundo piso contiguo al sector de cúpula, zona noroeste
2	Movimiento de la estructura de acero de la cúpula
3	Movimiento general de la estructura de techo y en paredes esquinera exteriores de segundo piso en sectores noroeste y sureste del edificio
4	Movimiento general de la estructura de techo y movimiento en paredes sureste
5	Movimiento general en estructura de techo paredes suroeste de segunda planta y esquinas
6	Movimiento importante en las paredes longitudinales internas y externas del sector norte
7	Movimiento ligero en toda la estructura de techo y paredes de segundo transversales en acceso norte al edificio
8	Movimiento en la estructura de techo mayormente en el sector norte y movimiento de paredes longitudinales de segundo piso en este mismo sector
9	Movimiento importante en estructura de techo y paredes de segundo piso en el sector norte
10	Movimiento de estructura de techo y pared longitudinal interna en zona de cúpula
11	Movimiento general de la estructura de techo con mayor influencia sobre paredes de segundo piso del sector noroeste
12	Movimiento muy importante en estructura de techo y paredes de segundo piso del sector este
13	Movimiento general de la estructura de techo con mayor influencia sobre las esquinas noreste y noroeste del segundo piso
14	Movimiento de pared transversal de segundo piso en el sector sur
15	Movimiento en pared transversal de segundo piso del sector este
16	Movimiento en pared transversal de segundo en zona de cúpula
17	Movimiento considerable en pared transversal de segundo piso del sector sur y ligero en pared transversal del segundo piso del sector oeste
18	Movimiento considerable en pared de segundo piso del sector oeste y ligero movimiento de pared transversal de segundo piso en sector sur
19	Movimiento general de toda la estructura de techo
20	Movimiento general de la estructura de techo con mayor influencia sobre las paredes esquineras exteriores de segundo piso del edificio
21	Movimiento considerable de la estructura de techo y paredes longitudinales de segundo piso en el sector noreste
22	Movimiento ligero de la estructura de techo con mayor influencia en paredes longitudinales del segundo piso en el sector noroeste
23	Movimiento considerable de la estructura de techo y paredes longitudinales de segundo piso del sector noroeste
24	Movimiento general de la estructura de techo con mayor influencia sobre esquina suroeste del segundo piso
25	Movimiento considerable en estructura de techo y paredes longitudinales del sector norte
26	Movimiento en paredes transversales de segundo piso en el buque de la escalera en sector sur
27	Movimiento en cerchas de acceso norte del edificio
28	Movimiento de la estructura de acero de la cúpula
29	Movimiento general ligero en estructura de techo y movimiento apreciable en paredes transversales de segundo piso en sector oeste y buque de escalera en zona sur
30	Movimiento apreciable de paredes transversales de segundo piso en zona sur y zona oeste

**CUADRO 14. PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA EN LOS PRIMEROS 30 MODOS DE OSCILACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

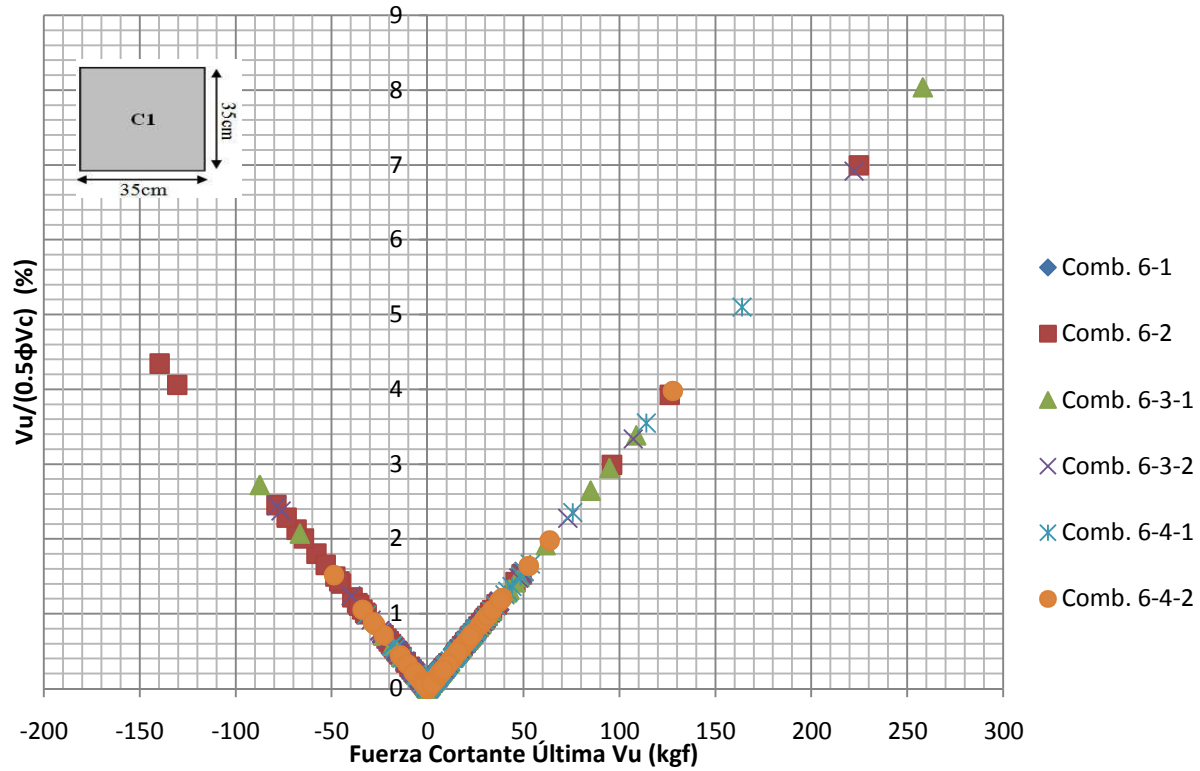
Caso	Tipo Paso	Número	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ
(Texto)	(Texto)	(Adim)	(Segundo)	(Adim)	(Adim)	(Adim)
MODAL	Mode	1	0.272307	1.664E-07	0.012	1.388E-08
MODAL	Mode	2	0.265536	1.805E-07	0.012	2.563E-08
MODAL	Mode	3	0.216944	0.002309	0.012	1.787E-07
MODAL	Mode	4	0.167501	0.01	0.013	2.111E-07
MODAL	Mode	5	0.166599	0.012	0.014	2.258E-07
MODAL	Mode	6	0.150626	0.014	0.017	9.233E-07
MODAL	Mode	7	0.147834	0.015	0.017	9.256E-07
MODAL	Mode	8	0.147442	0.016	0.019	9.682E-07
MODAL	Mode	9	0.147206	0.016	0.023	0.000001507
MODAL	Mode	10	0.146359	0.02	0.023	0.000001508
MODAL	Mode	11	0.143068	0.021	0.031	0.00000151
MODAL	Mode	12	0.139159	0.026	0.031	0.000002044
MODAL	Mode	13	0.137306	0.027	0.035	0.000002073
MODAL	Mode	14	0.136531	0.028	0.035	0.000002096
MODAL	Mode	15	0.129804	0.028	0.036	0.000002118
MODAL	Mode	16	0.129443	0.028	0.038	0.000002138
MODAL	Mode	17	0.129088	0.03	0.038	0.000002157
MODAL	Mode	18	0.128995	0.03	0.04	0.000002198
MODAL	Mode	19	0.123438	0.03	0.04	0.000002222
MODAL	Mode	20	0.120338	0.031	0.04	0.000002691
MODAL	Mode	21	0.118295	0.033	0.04	0.000002719
MODAL	Mode	22	0.117888	0.044	0.04	0.000002935
MODAL	Mode	23	0.116159	0.045	0.041	0.000003666
MODAL	Mode	24	0.115761	0.051	0.041	0.000004012
MODAL	Mode	25	0.114892	0.051	0.041	0.000004013
MODAL	Mode	26	0.114293	0.051	0.045	0.000004024
MODAL	Mode	27	0.112445	0.051	0.045	0.000004183
MODAL	Mode	28	0.111575	0.052	0.045	0.000004327
MODAL	Mode	29	0.110092	0.052	0.045	0.000004329
MODAL	Mode	30	0.109887	0.055	0.046	0.000004361

## Verificación de elementos de concreto reforzado

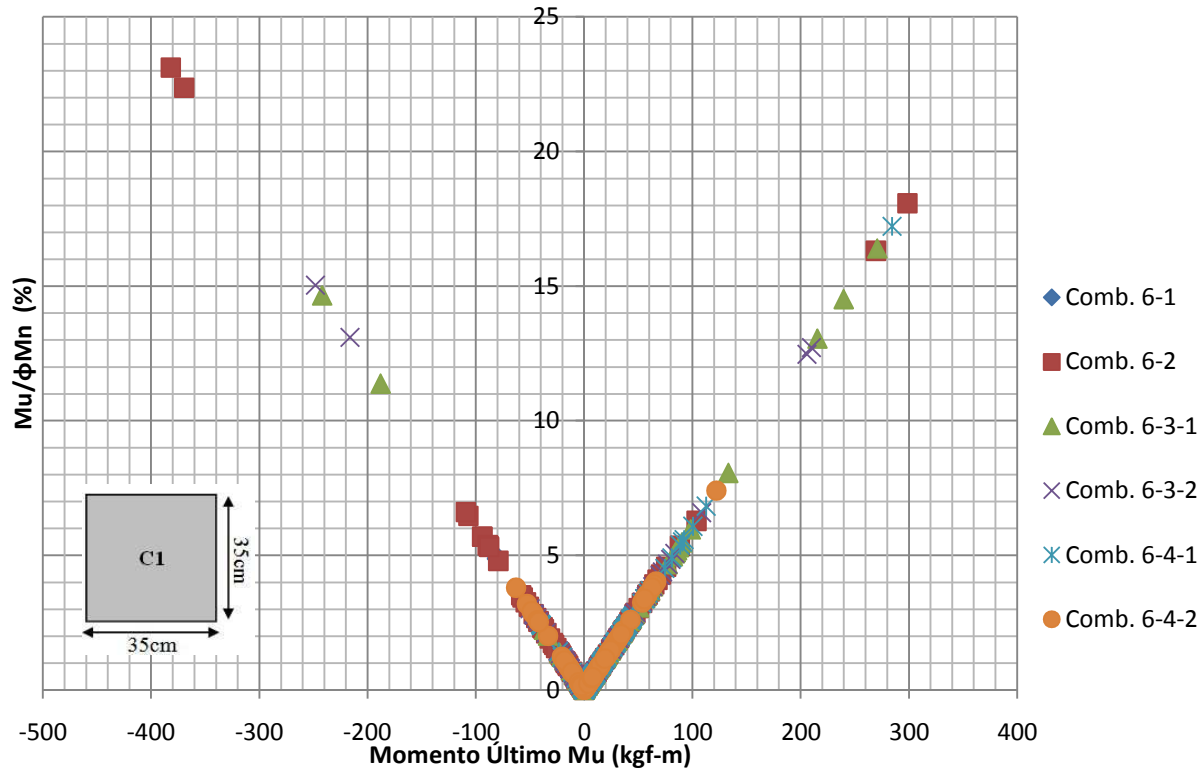
Para el caso de los elementos de concreto reforzado, debido la gran cantidad de datos que se pueden encontrar completos en el apéndice 4 y 5. Las siguientes gráficas contienen todos los elementos del modelo en todas las combinaciones de carga.



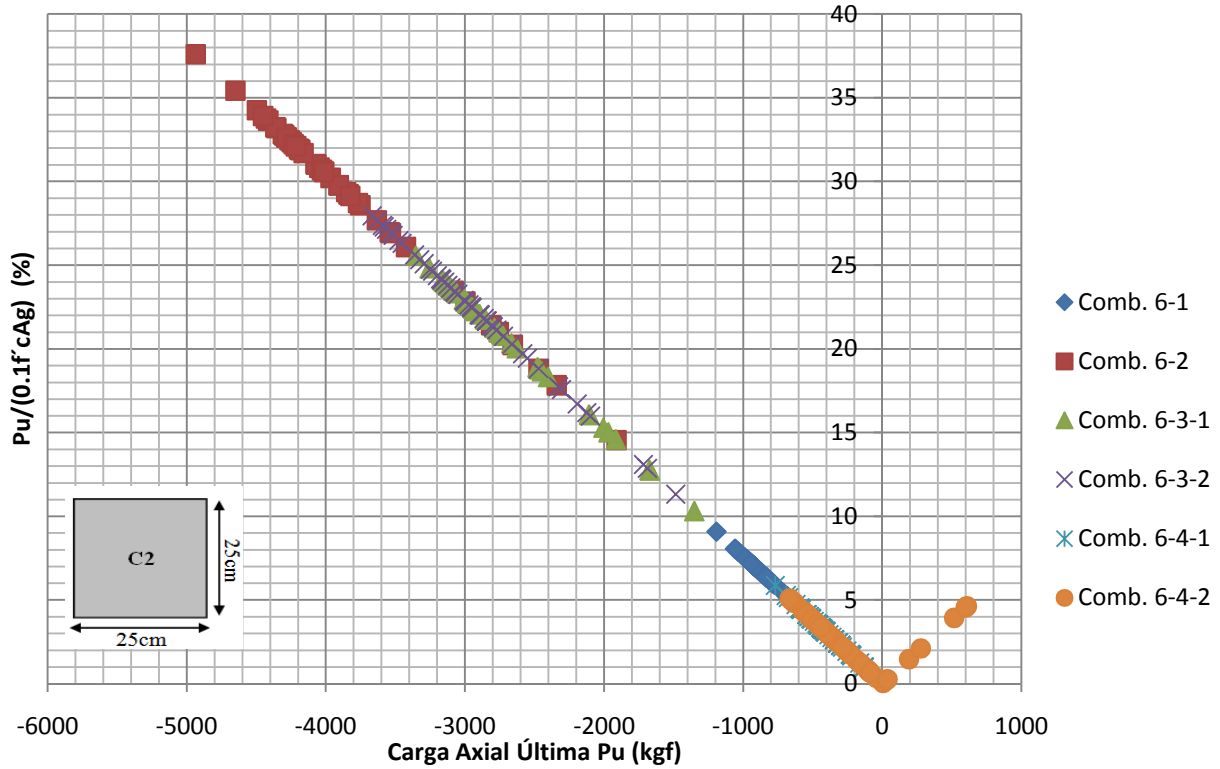
Gráfica 2. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C1



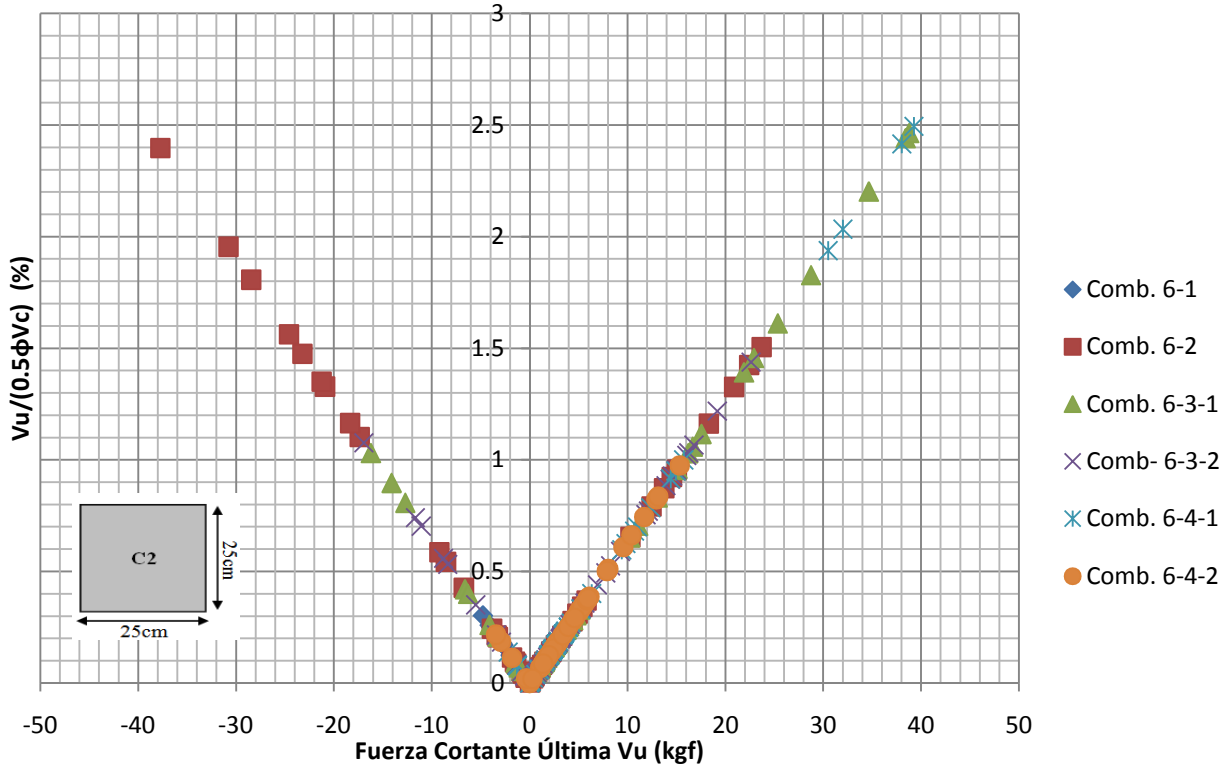
Gráfica 3. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C1



Gráfica 4. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C1

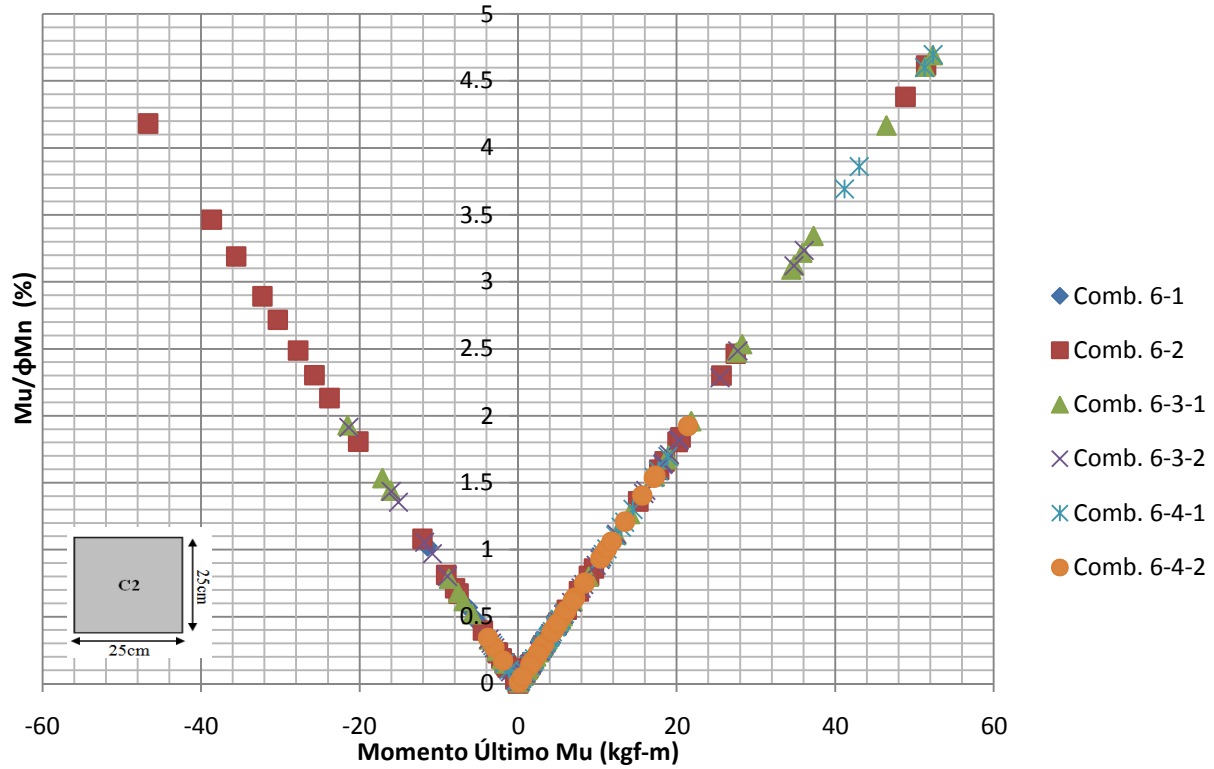


Gráfica 5. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C2

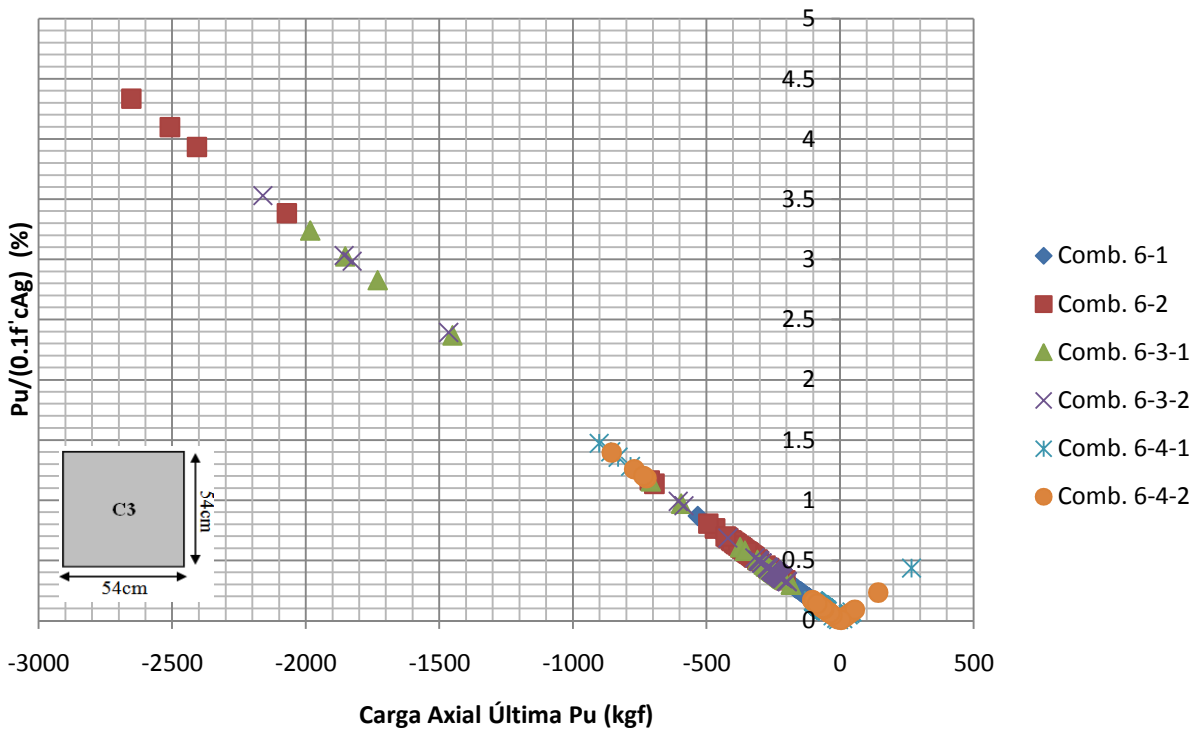


Gráfica 6. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C2

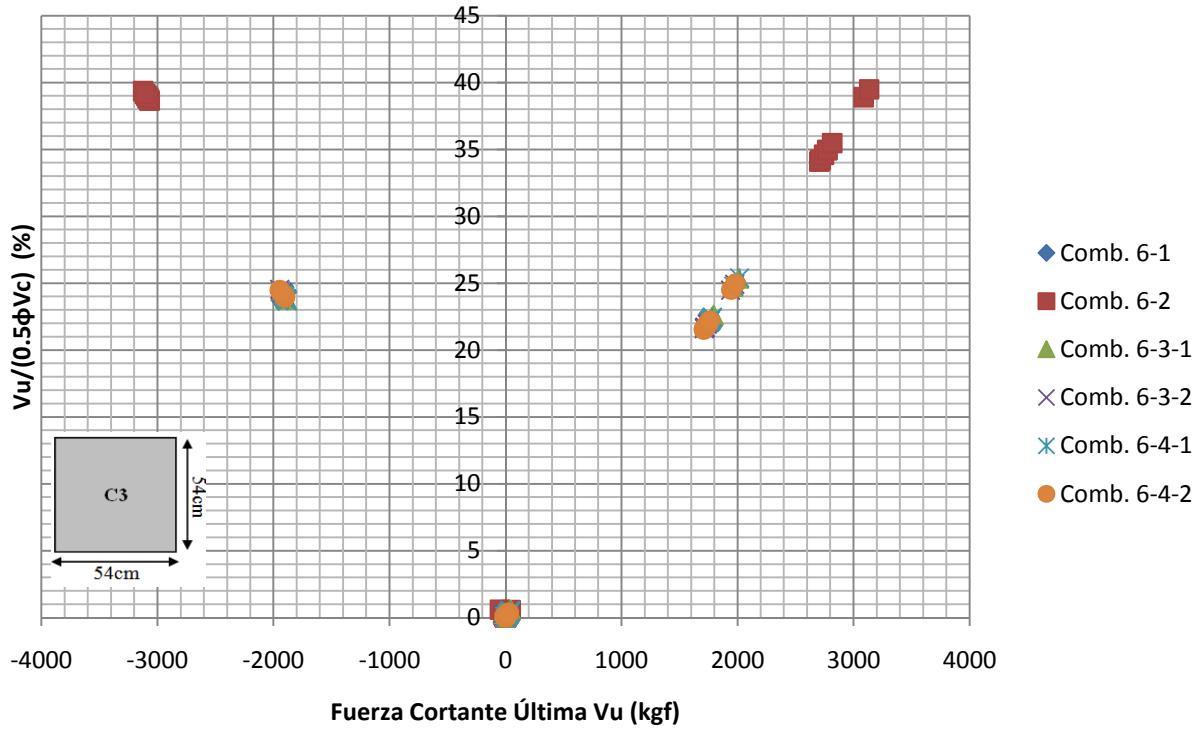




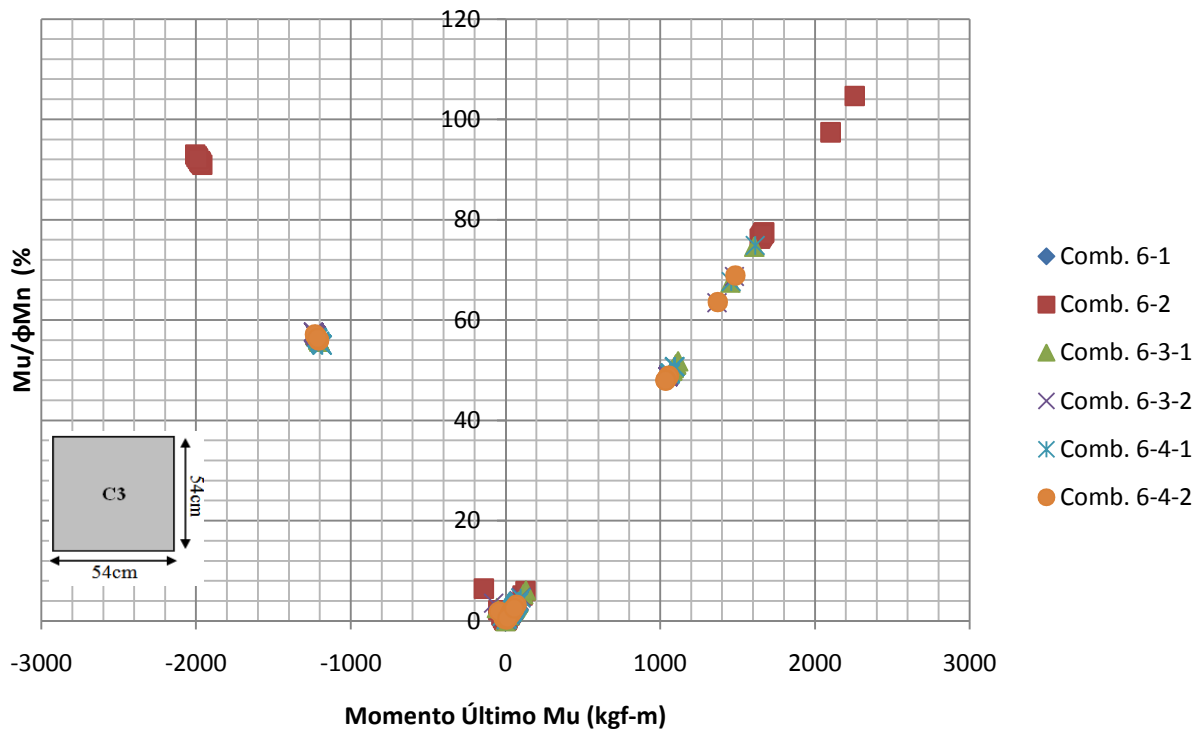
Gráfica 7. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C2



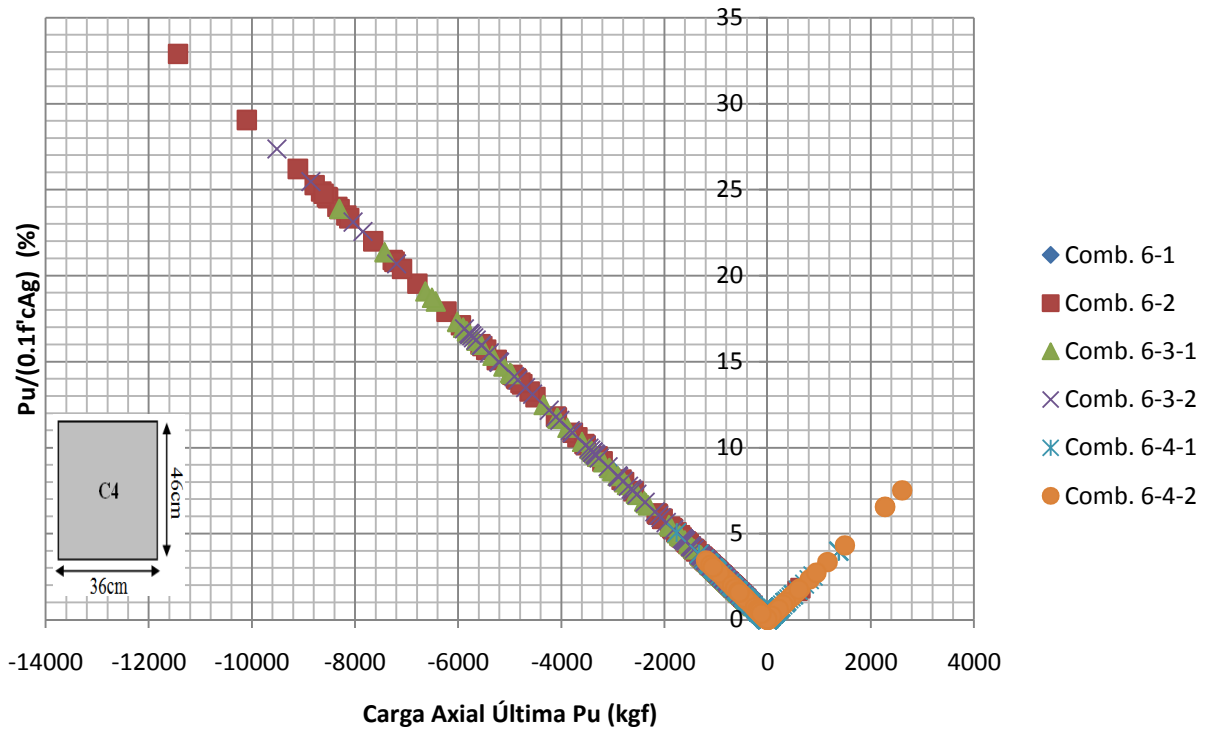
Gráfica 8. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C3



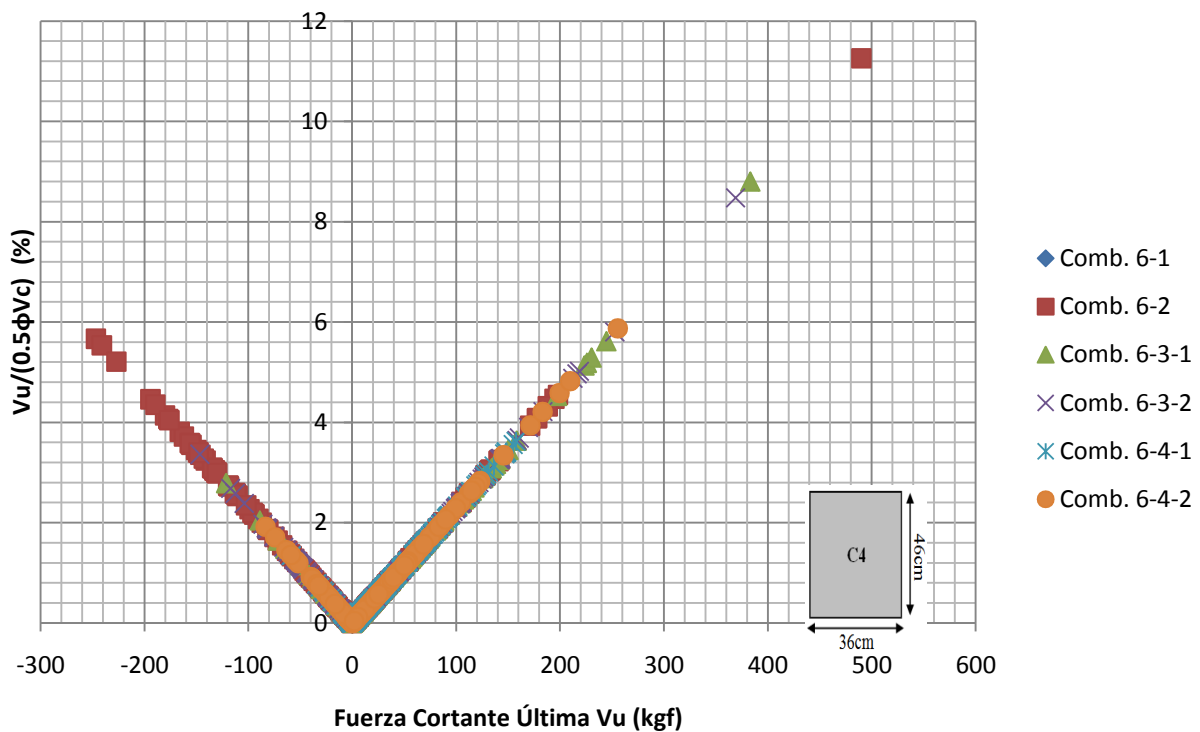
Gráfica 9. Cortante última vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C3



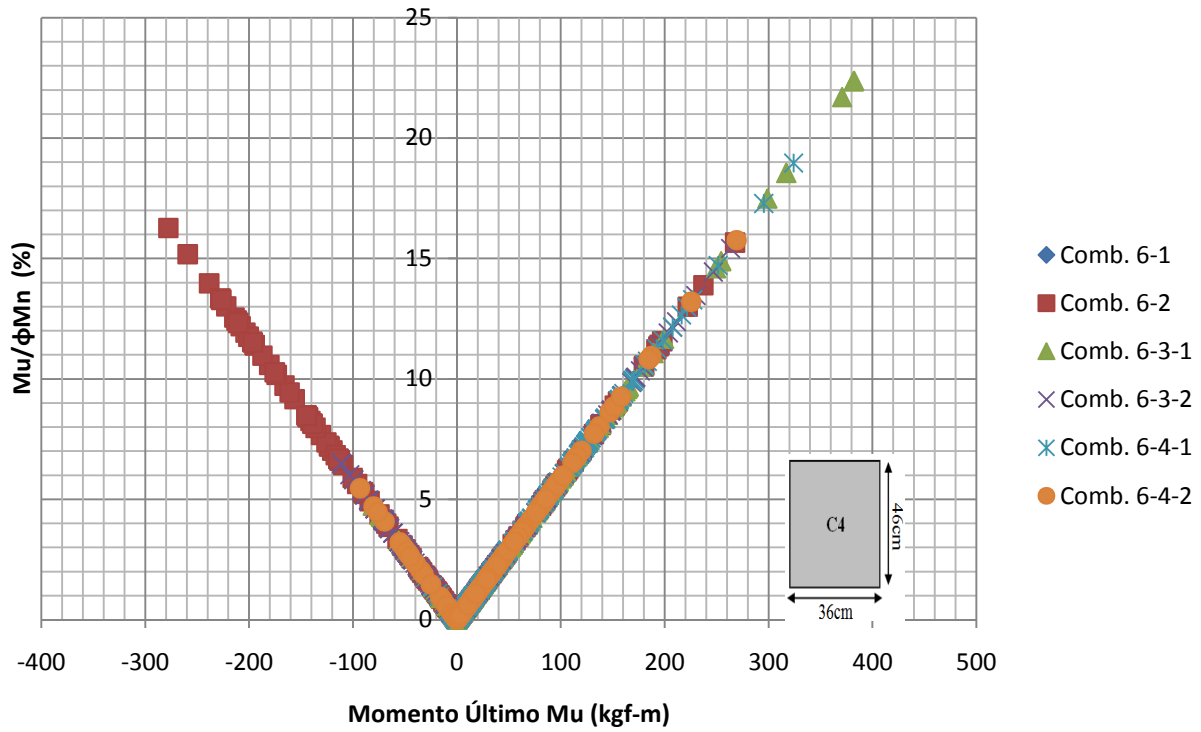
Gráfica 10. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C3



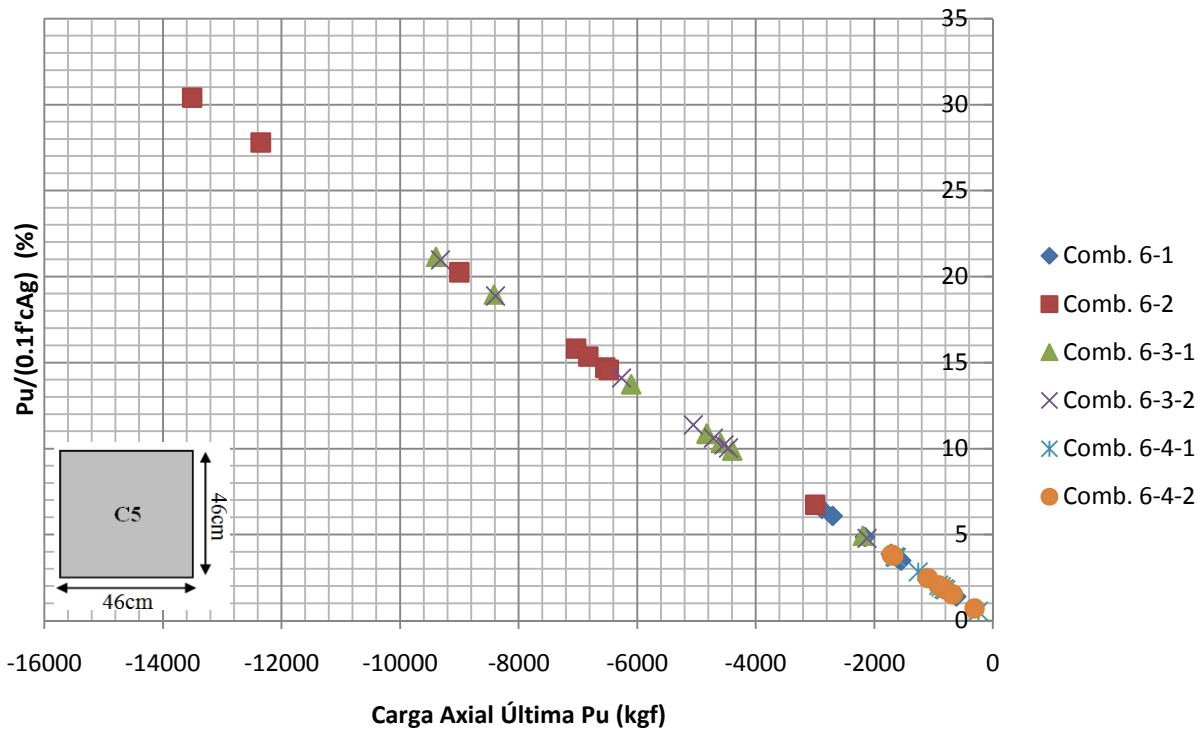
Gráfica 11. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C4



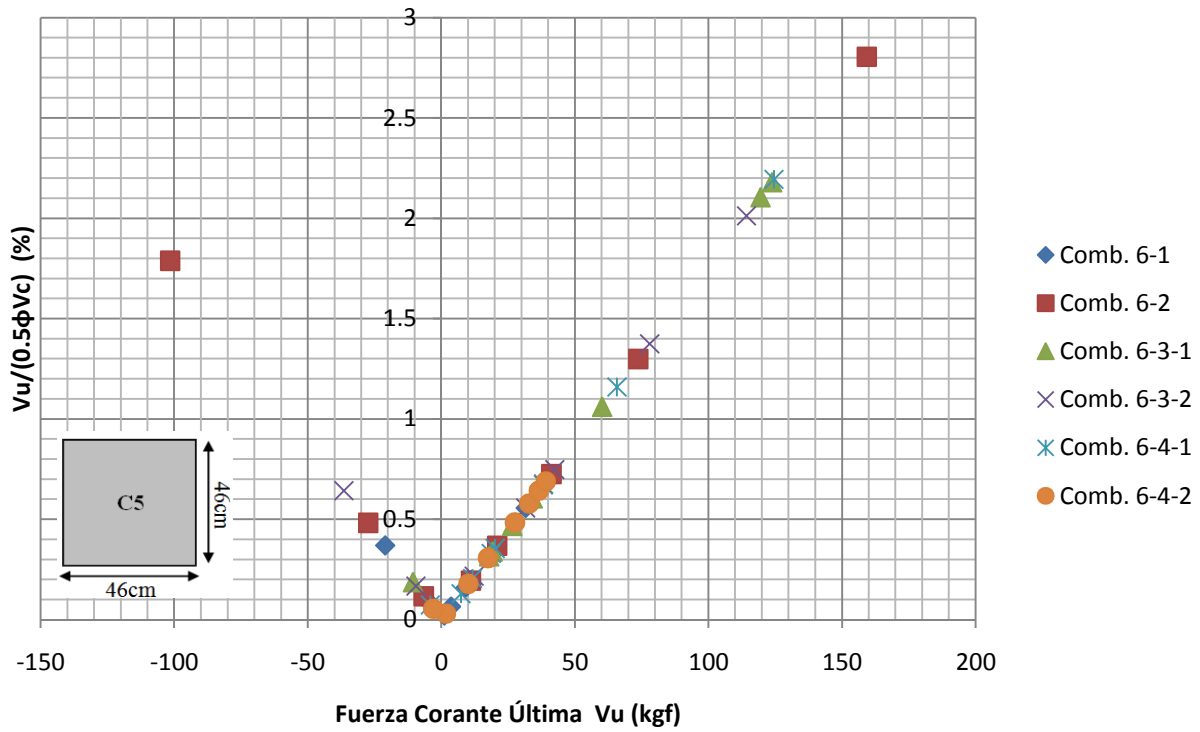
Gráfica 12. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C4



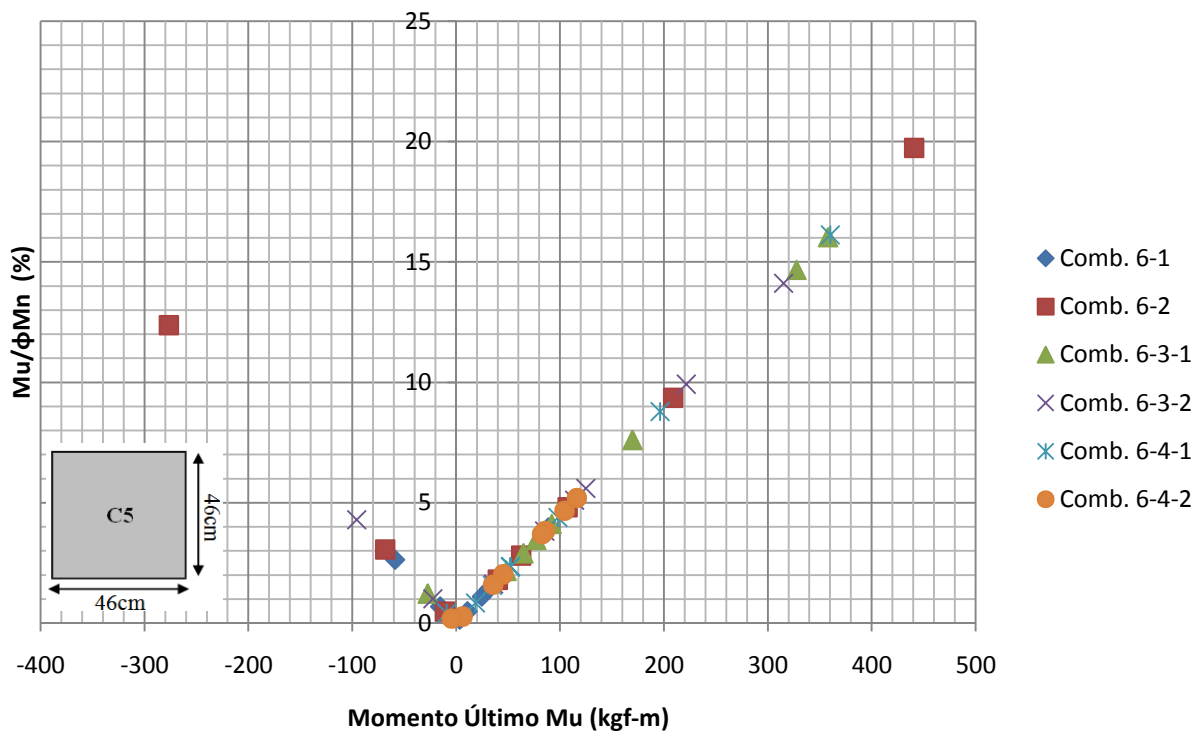
Gráfica 13. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C4



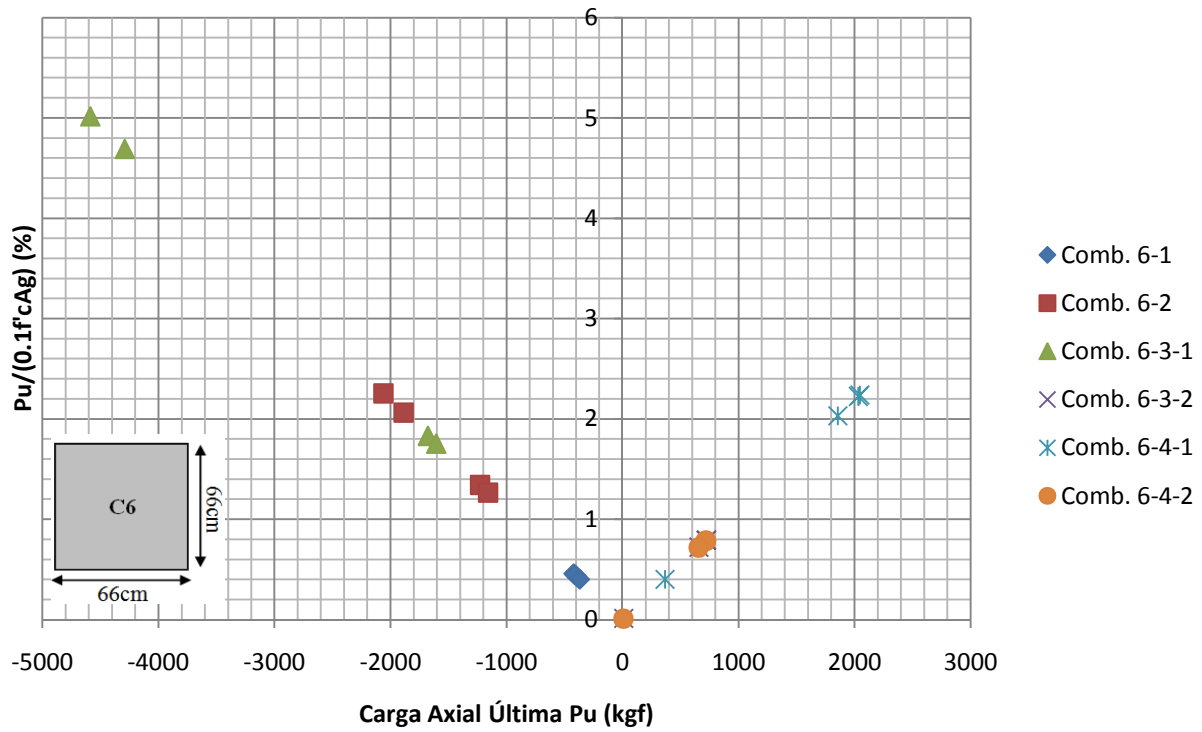
Gráfica 14. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C5



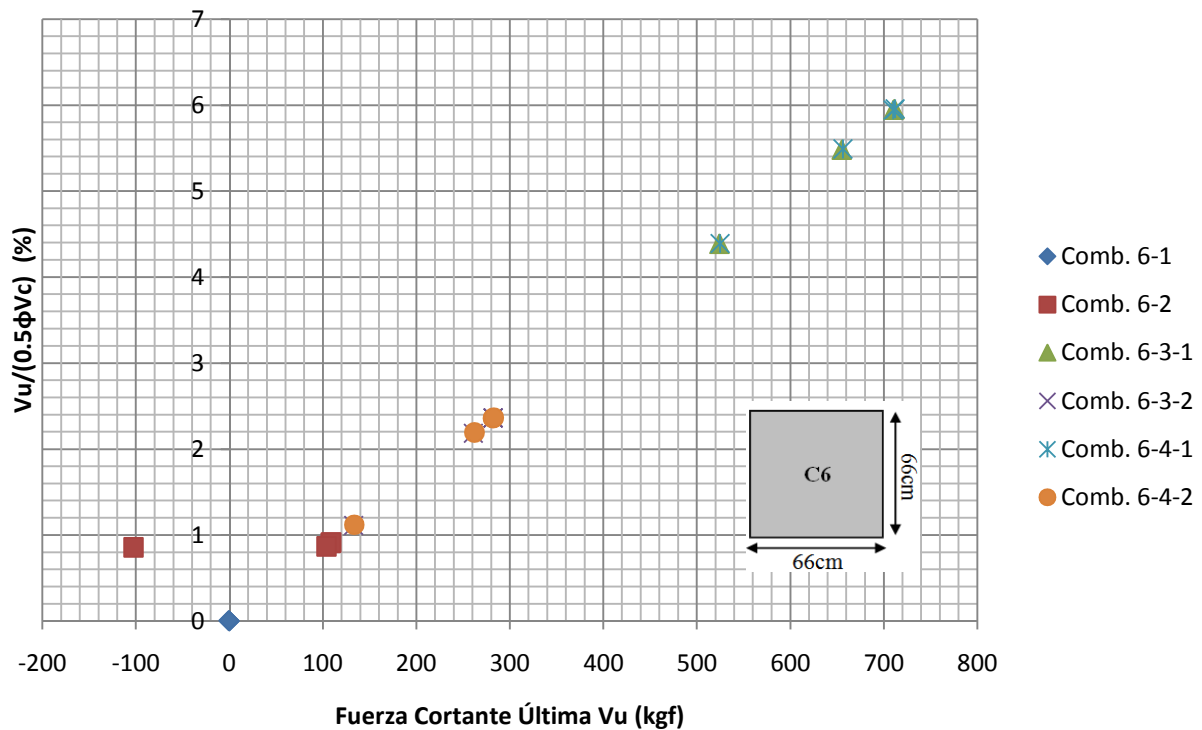
Gráfica 15. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C5



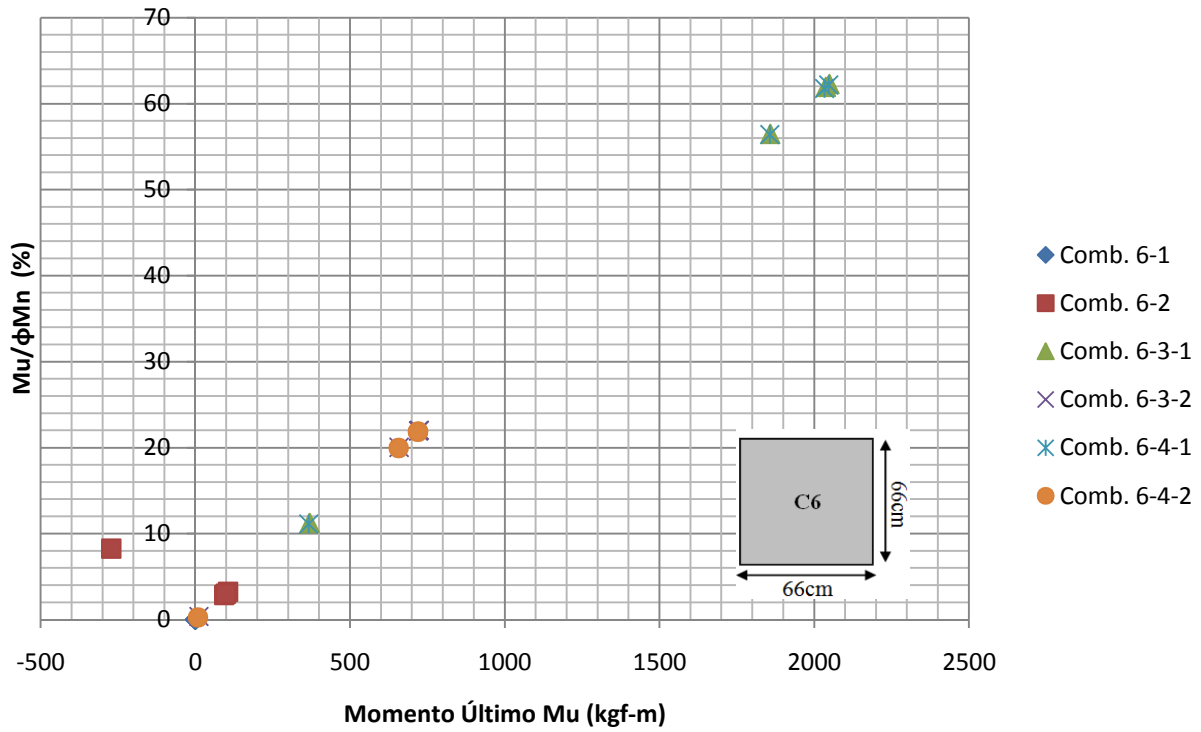
Gráfica 16. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C5



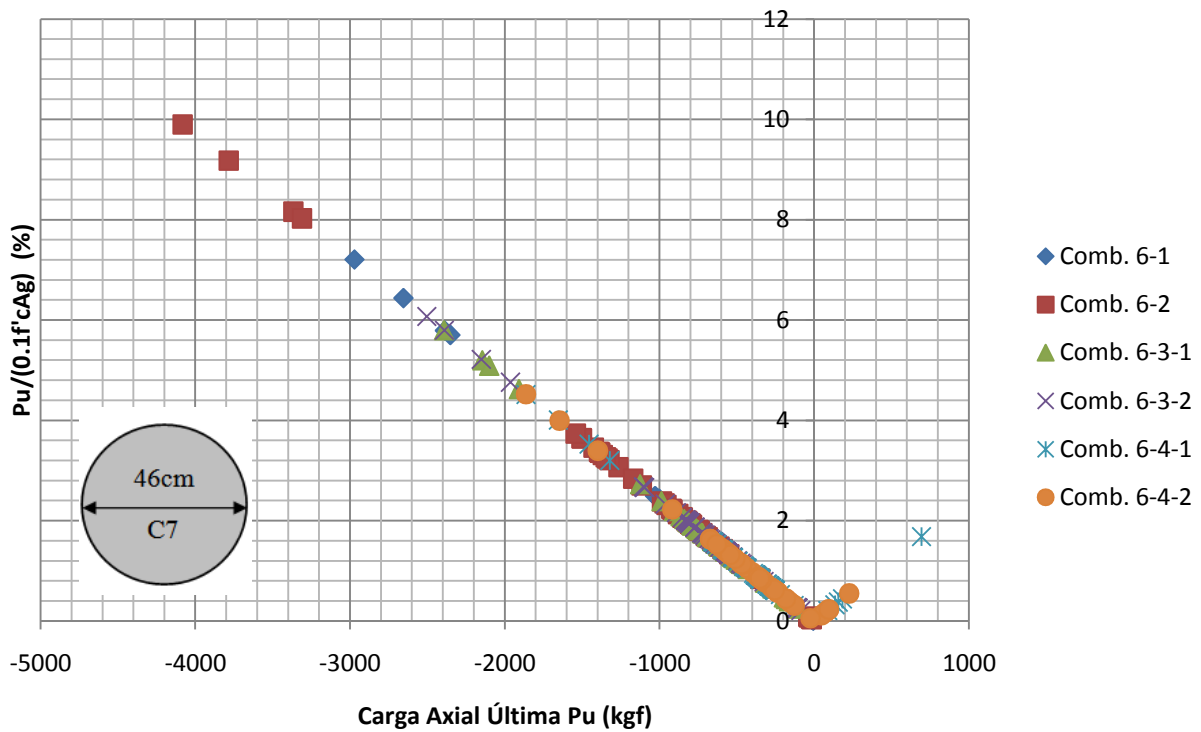
Gráfica 17. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C6



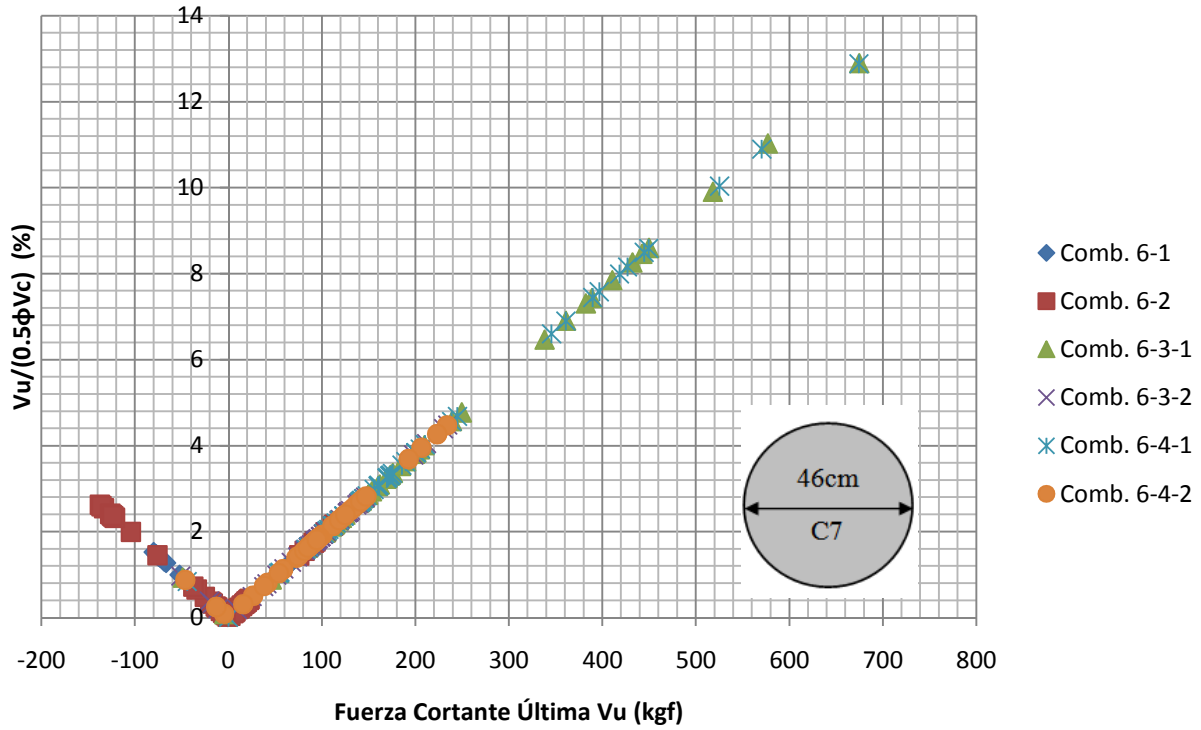
Gráfica 18. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C6



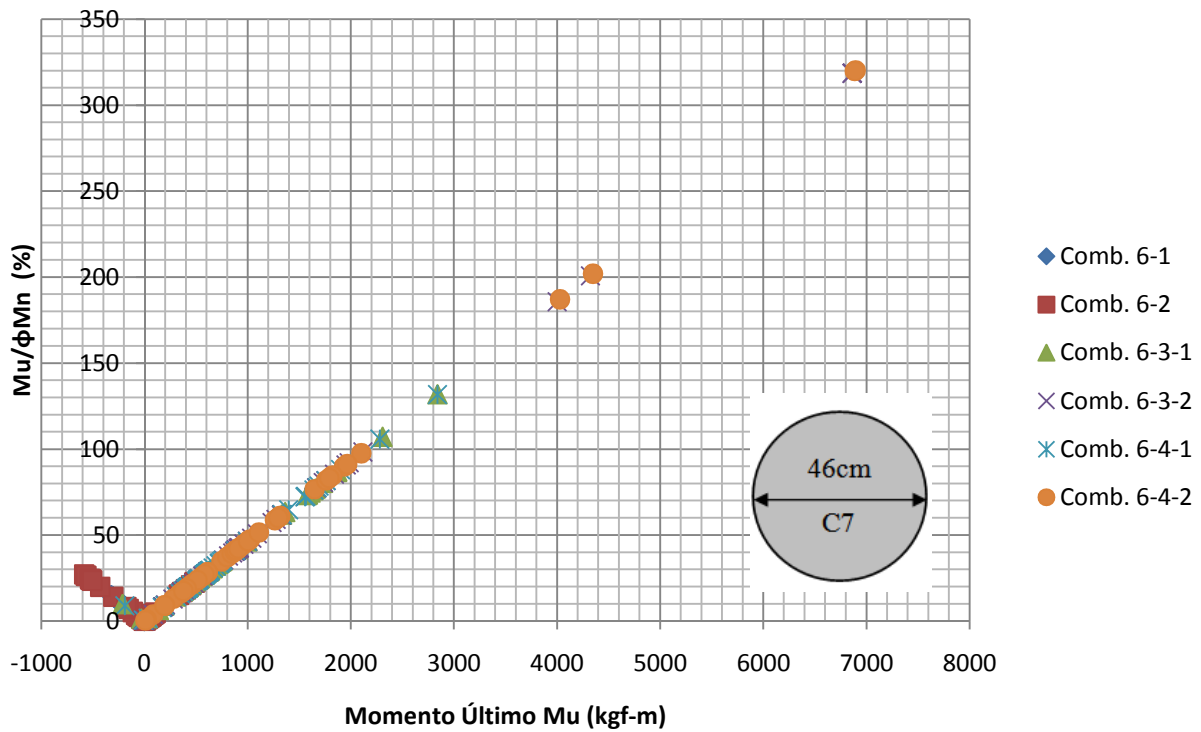
Gráfica 19. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C6



Gráfica 20. Carga axial última vs 10% de capacidad a compresión del área de la columna C7

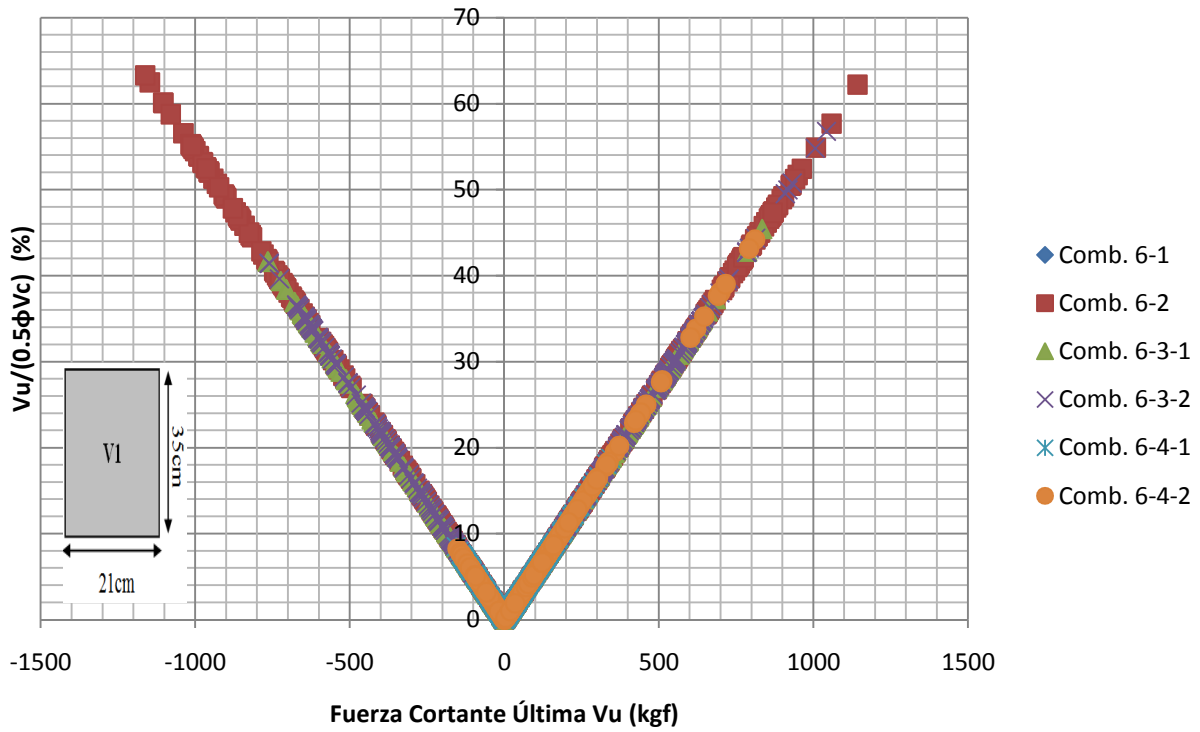


Gráfica 21. Cortante última vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para columna tipo C7

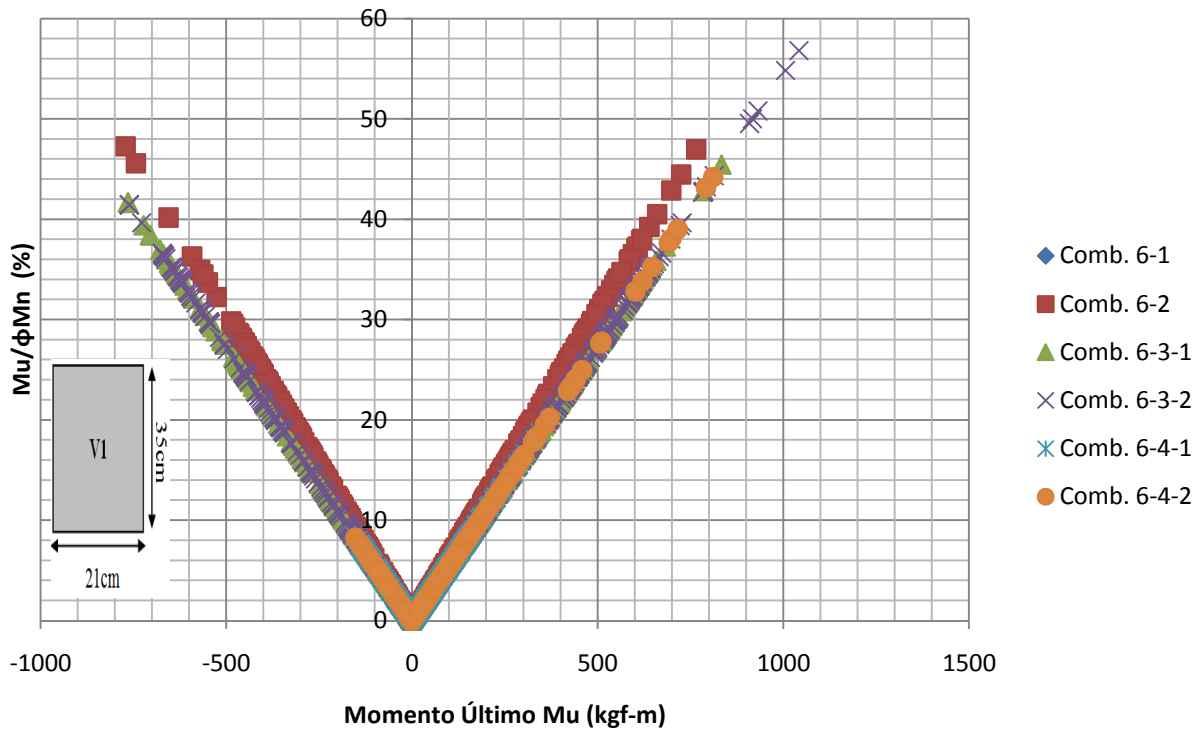


Gráfica 22. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la columna tipo C7

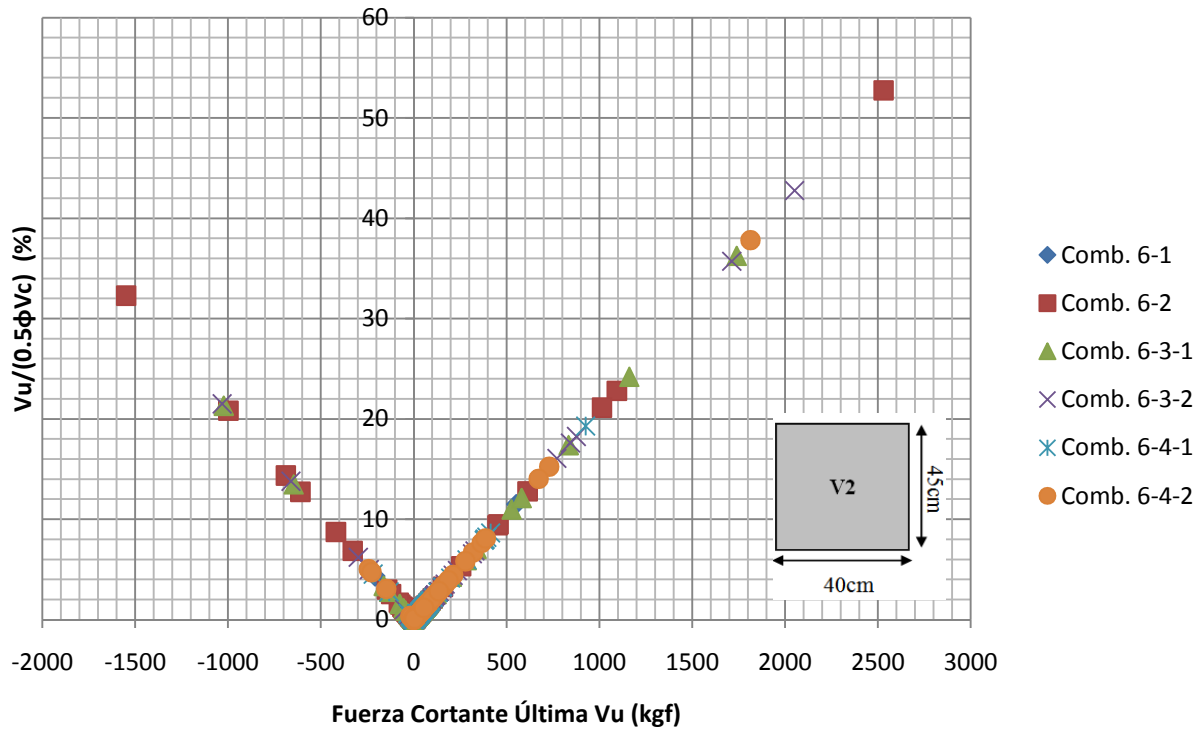




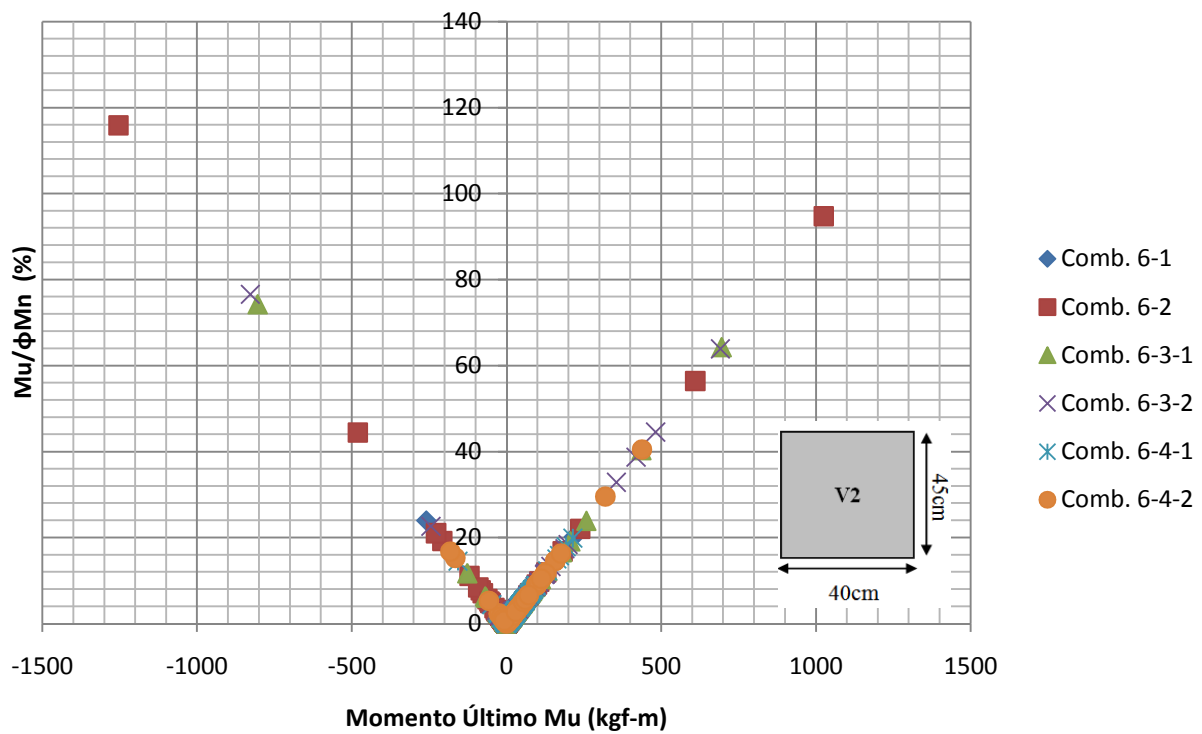
Gráfica 23. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V1



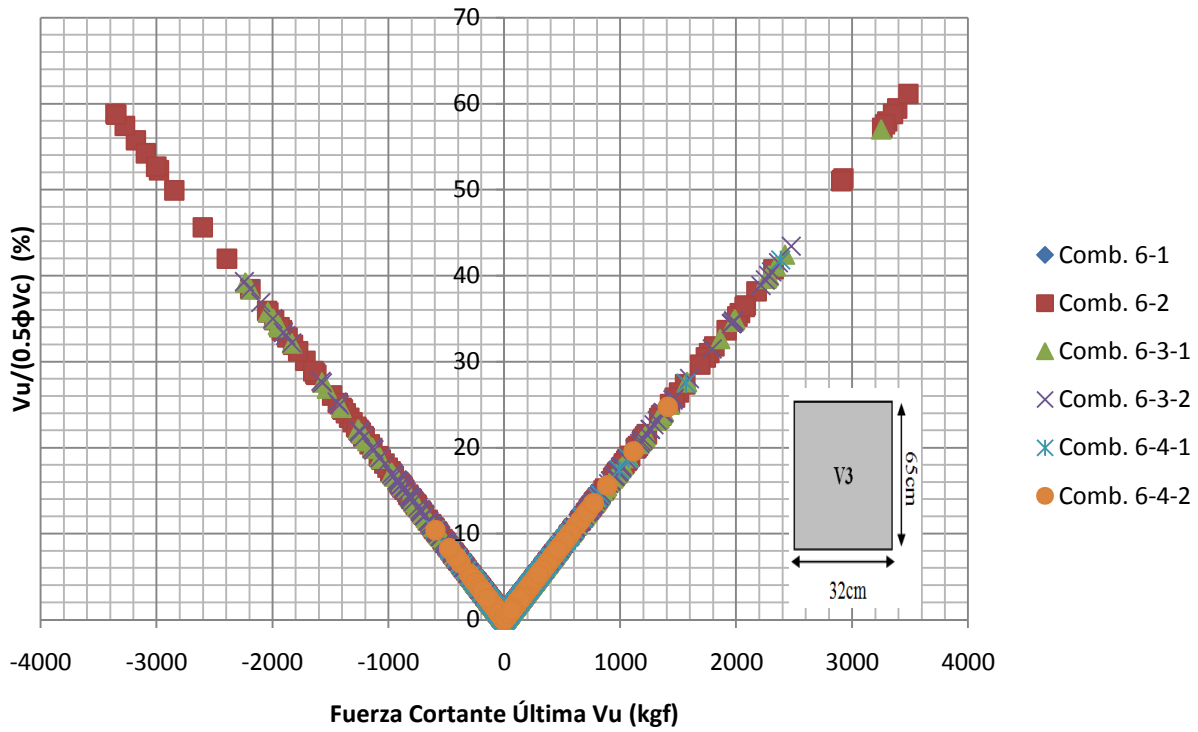
Gráfica 24. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V1



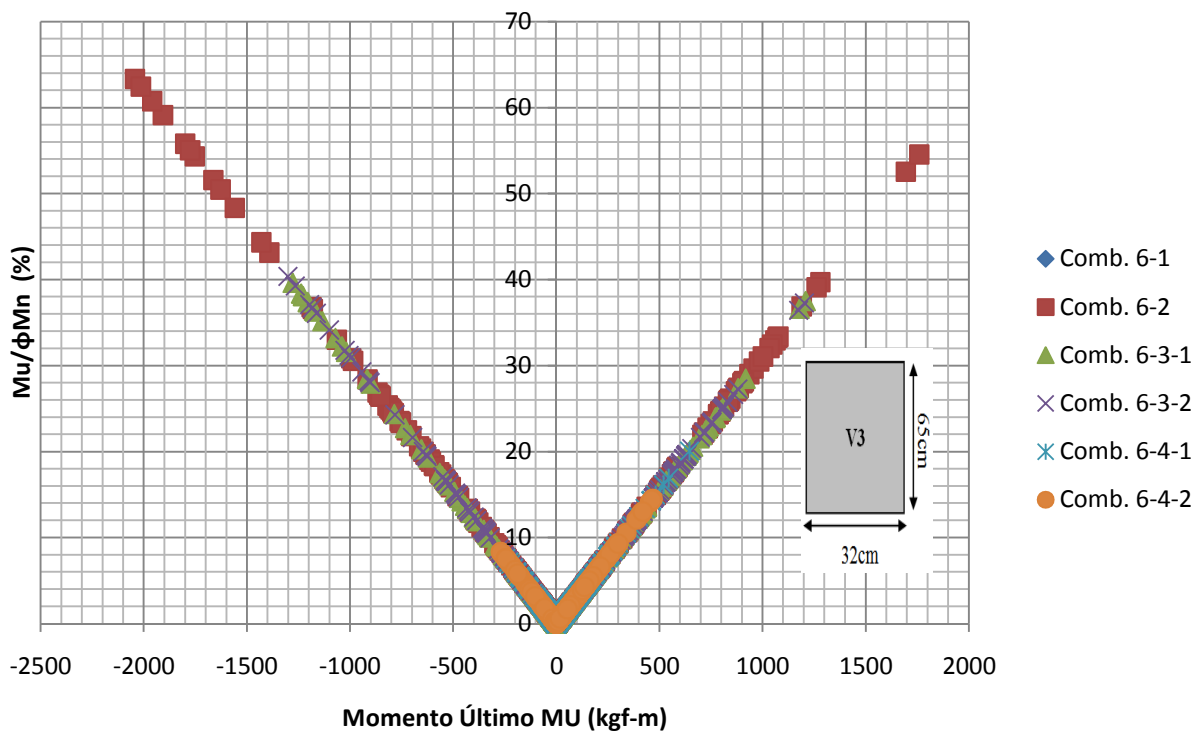
Gráfica 25. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V2



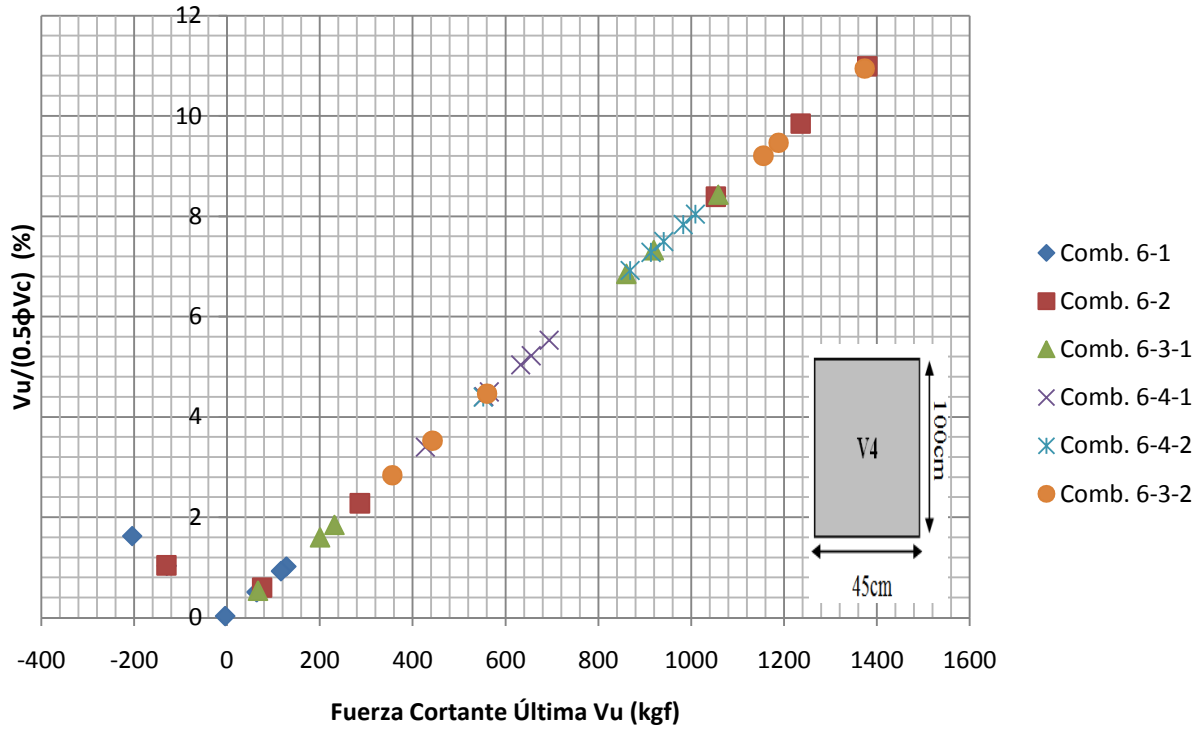
Gráfica 26. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V2



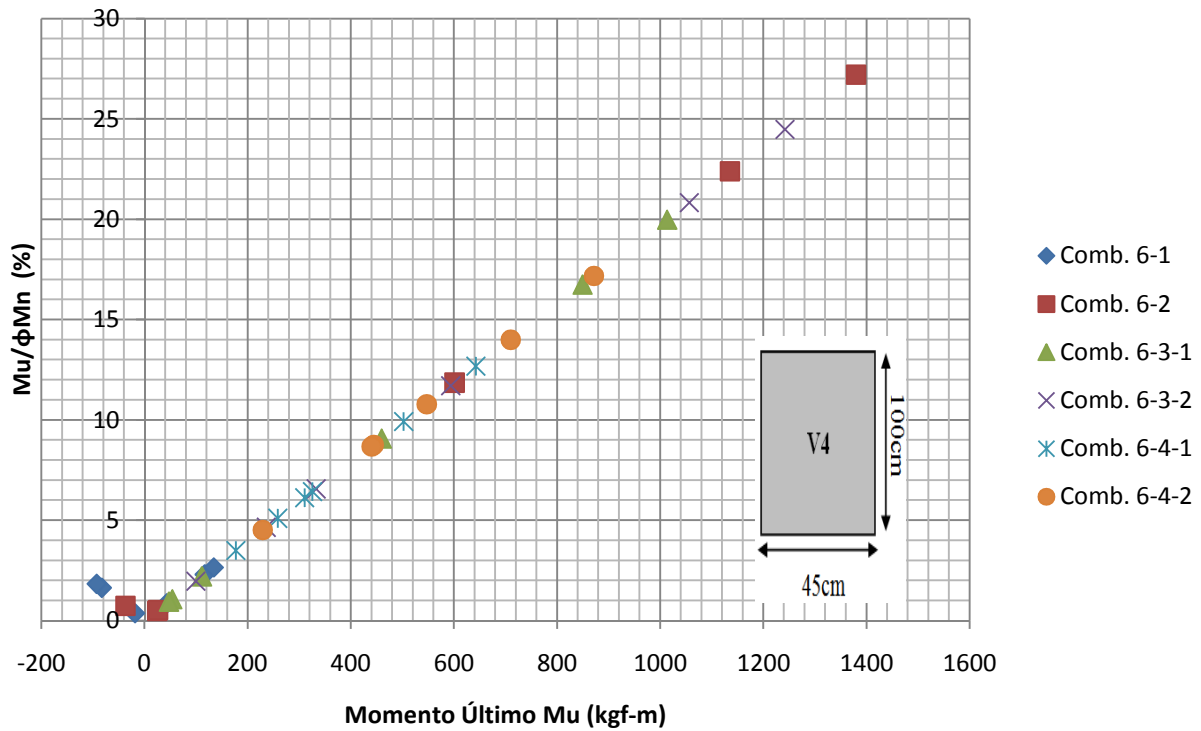
Gráfica 27. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V3



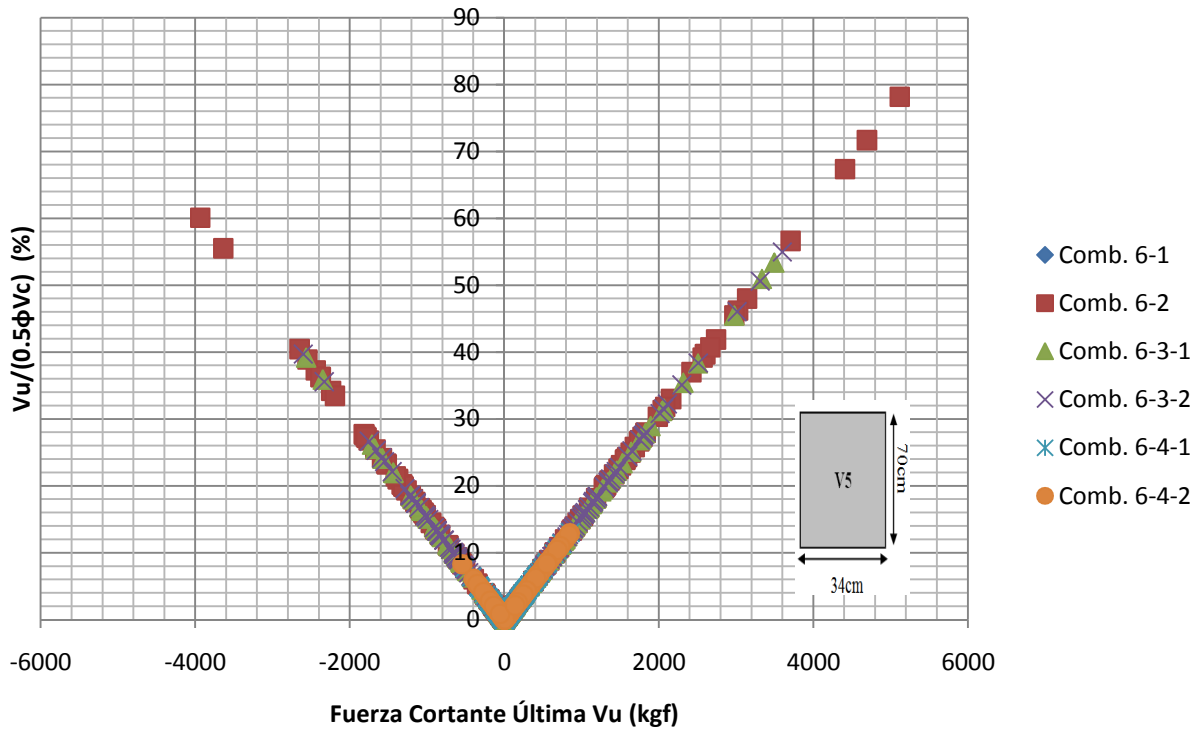
Gráfica 28. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V3



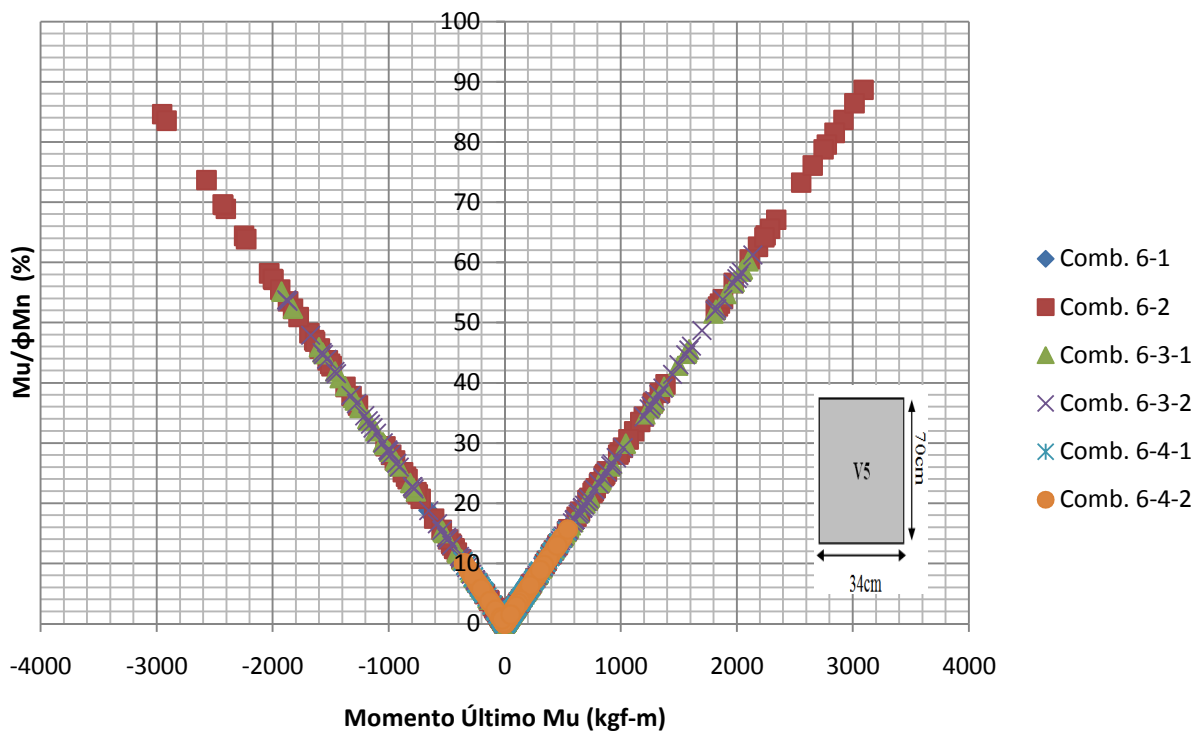
Gráfica 29. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V4



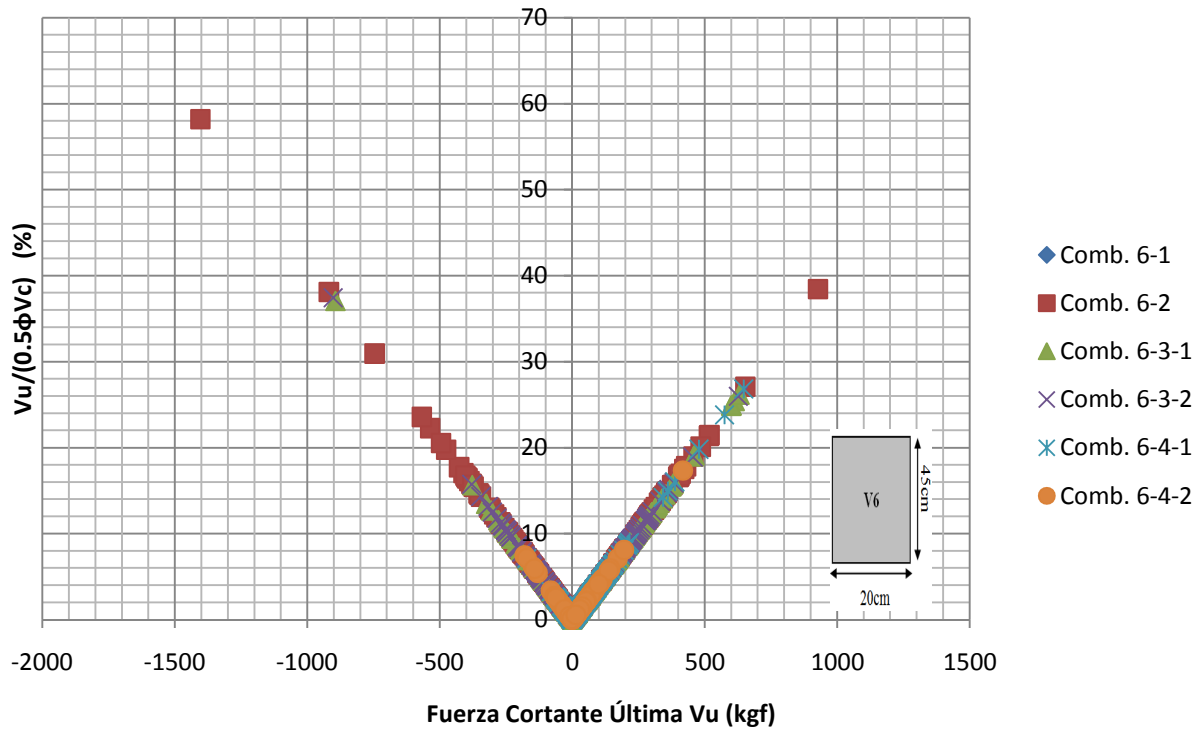
Gráfica 30. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V4



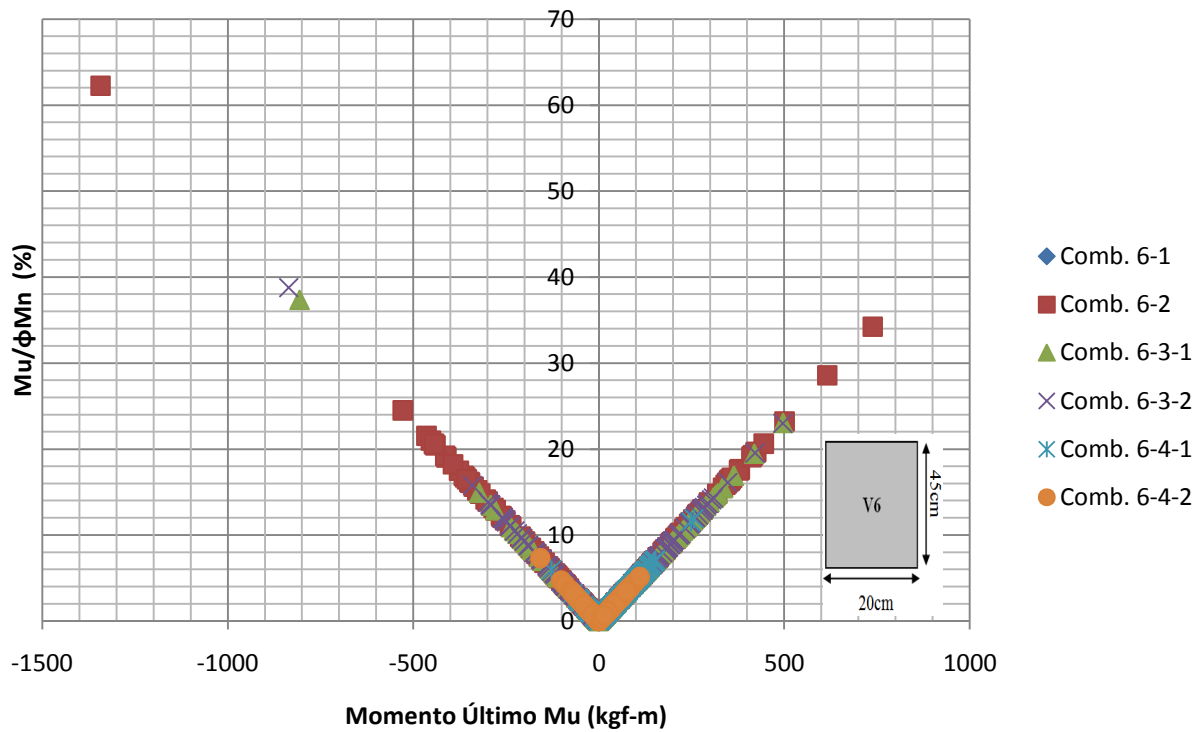
Gráfica 31. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V5



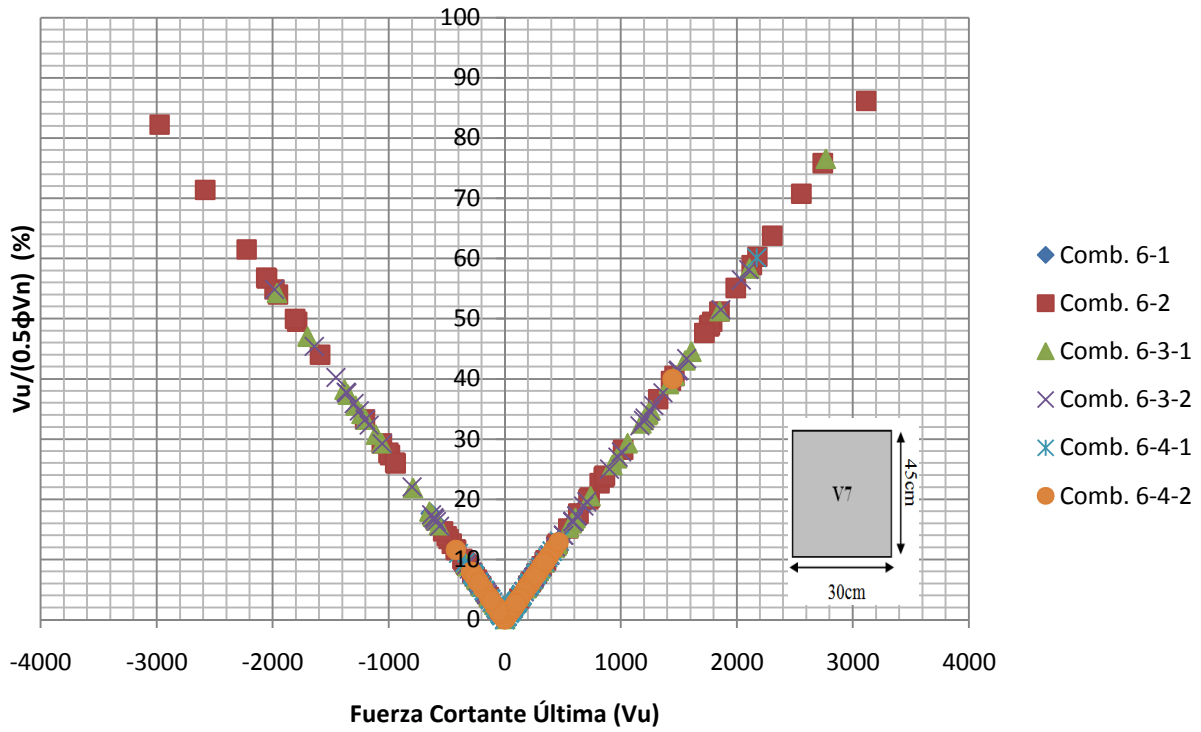
Gráfica 32. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V5



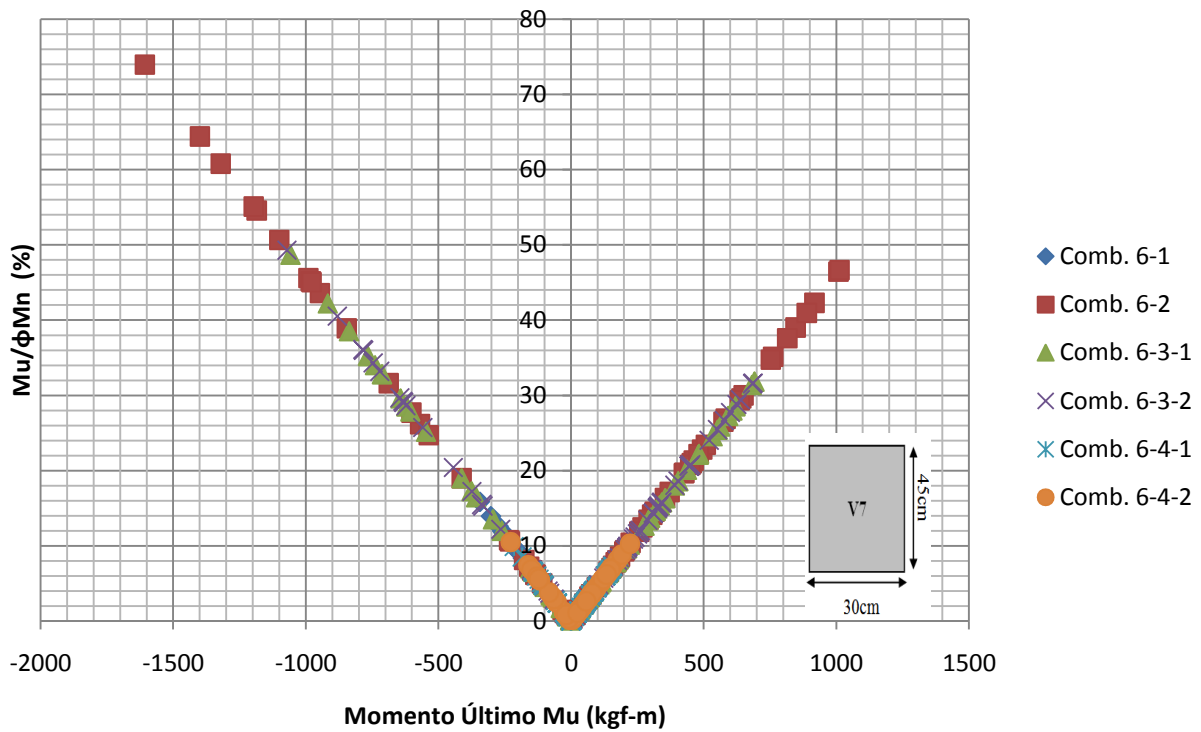
Gráfica 33. Cortante último vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V6



Gráfica 34. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V6



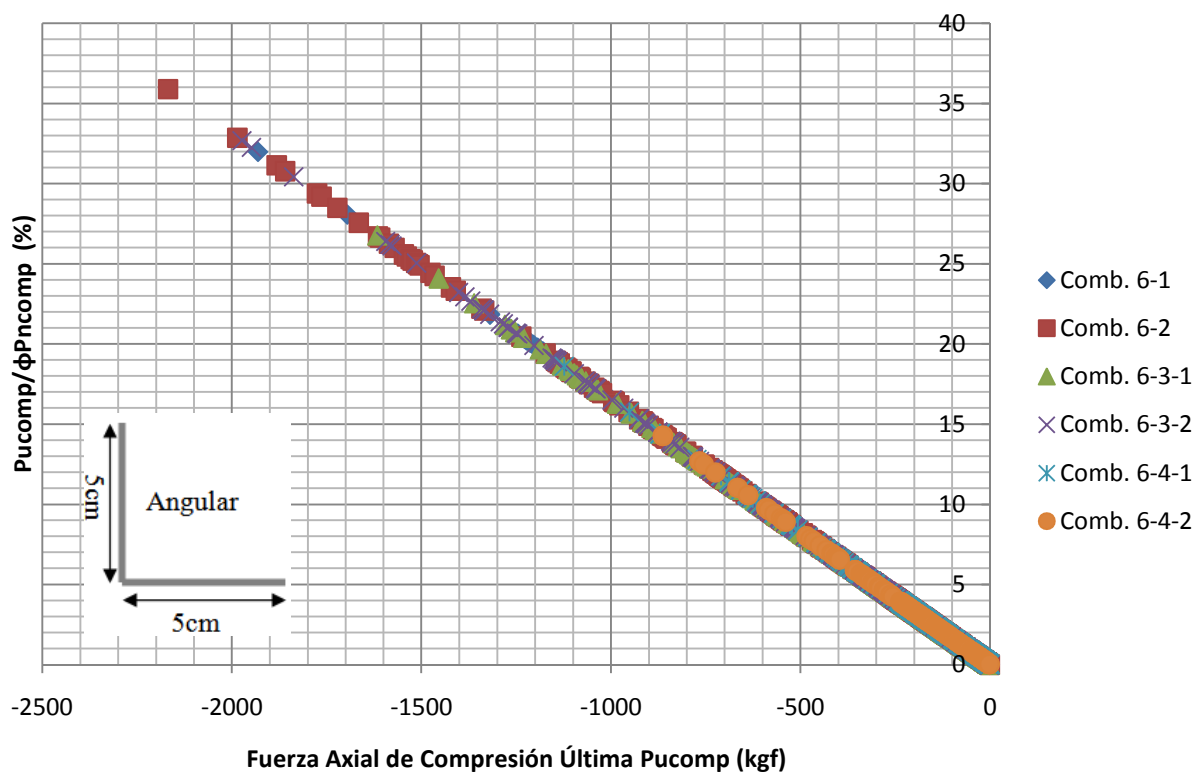
Gráfica 35. Cortante última vs 50% de la capacidad del concreto a cortante para viga tipo V7



Gráfica 36. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento de la viga tipo V7

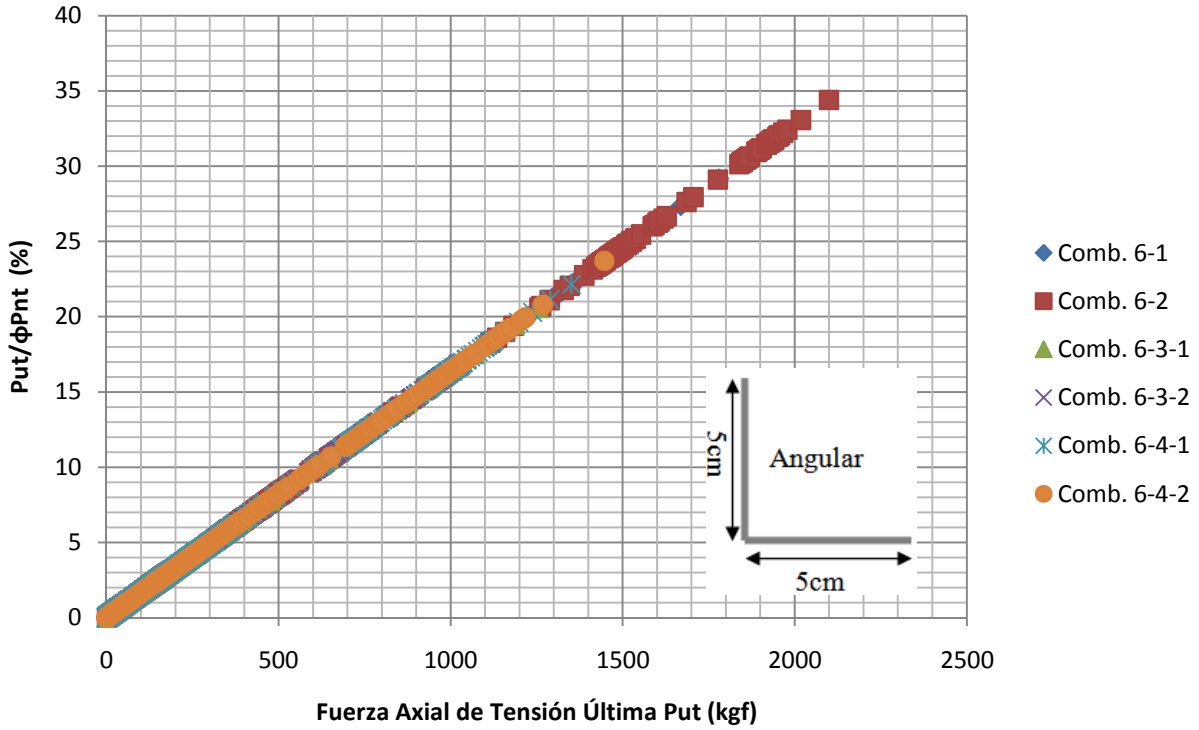
## Verificación de elementos de acero

Las tablas completas con los resultados de la revisión de los elementos de acero se pueden encontrar en el apéndice 6. A continuación las siguientes gráficas condensan todos esos datos de manera gráfica y más sencilla de interpretar.

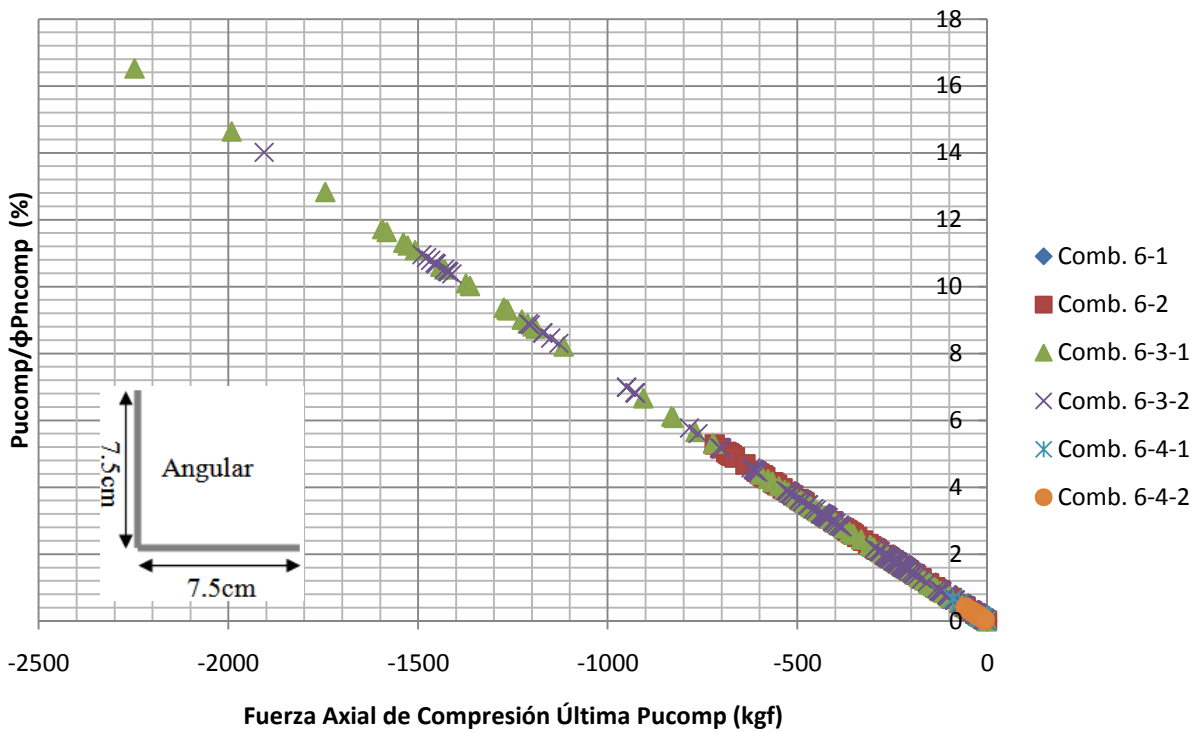


Gráfica 37. Compresión axial última en angular sencillo de 2x2x1/4"

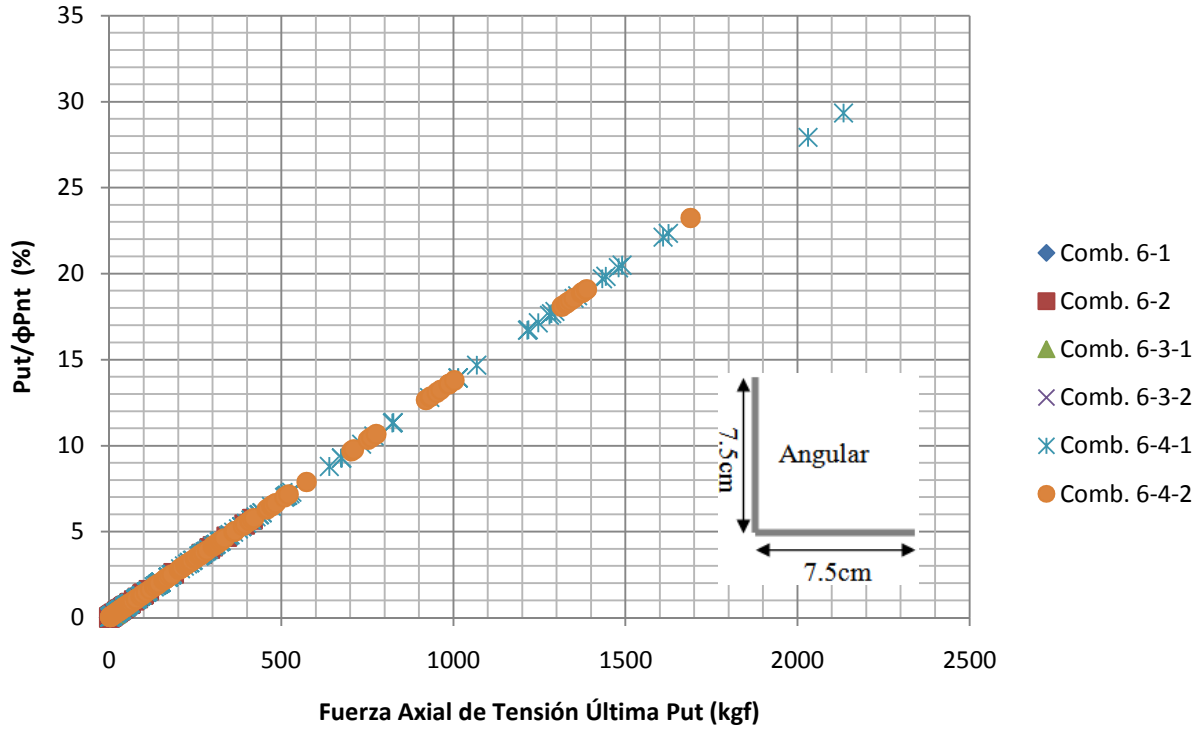




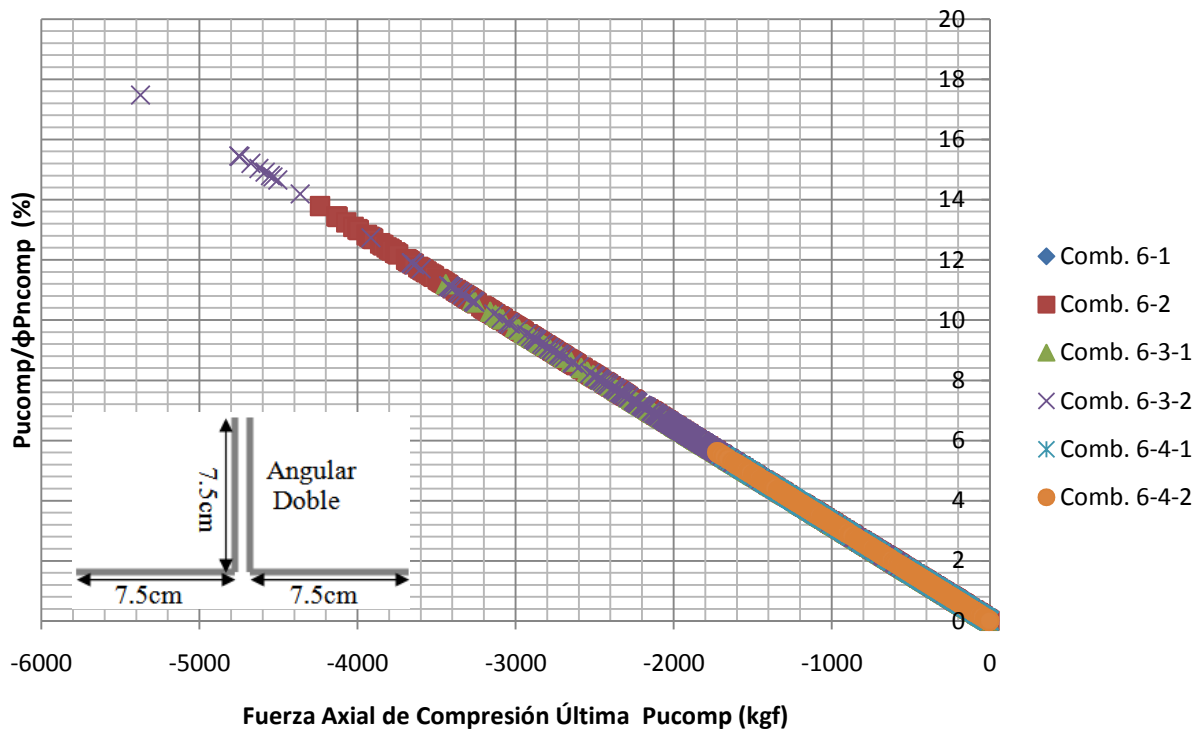
Gráfica 38. Tensión axial última en angular sencillo de 2x2x1/4"



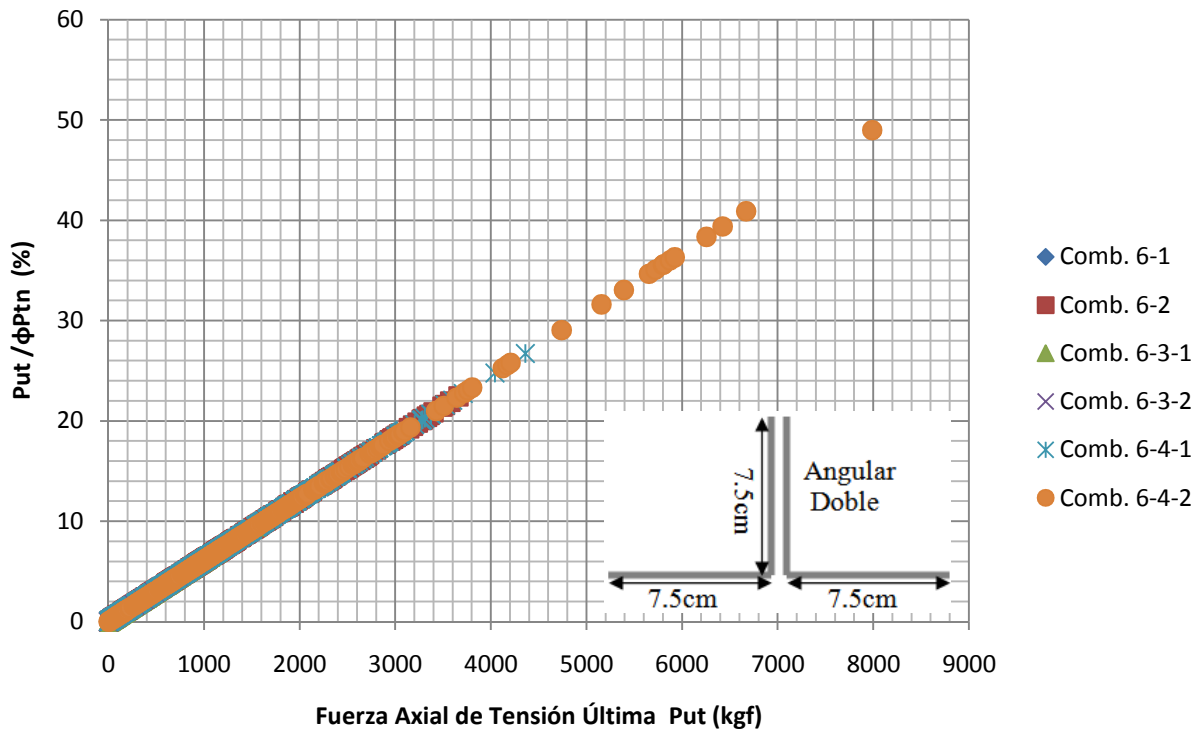
Gráfica 39. Compresión axial última en angular sencillo de 3x3x1/4"



Gráfica 40. Tensión axial última en angular sencillo de 3x3x1/4"

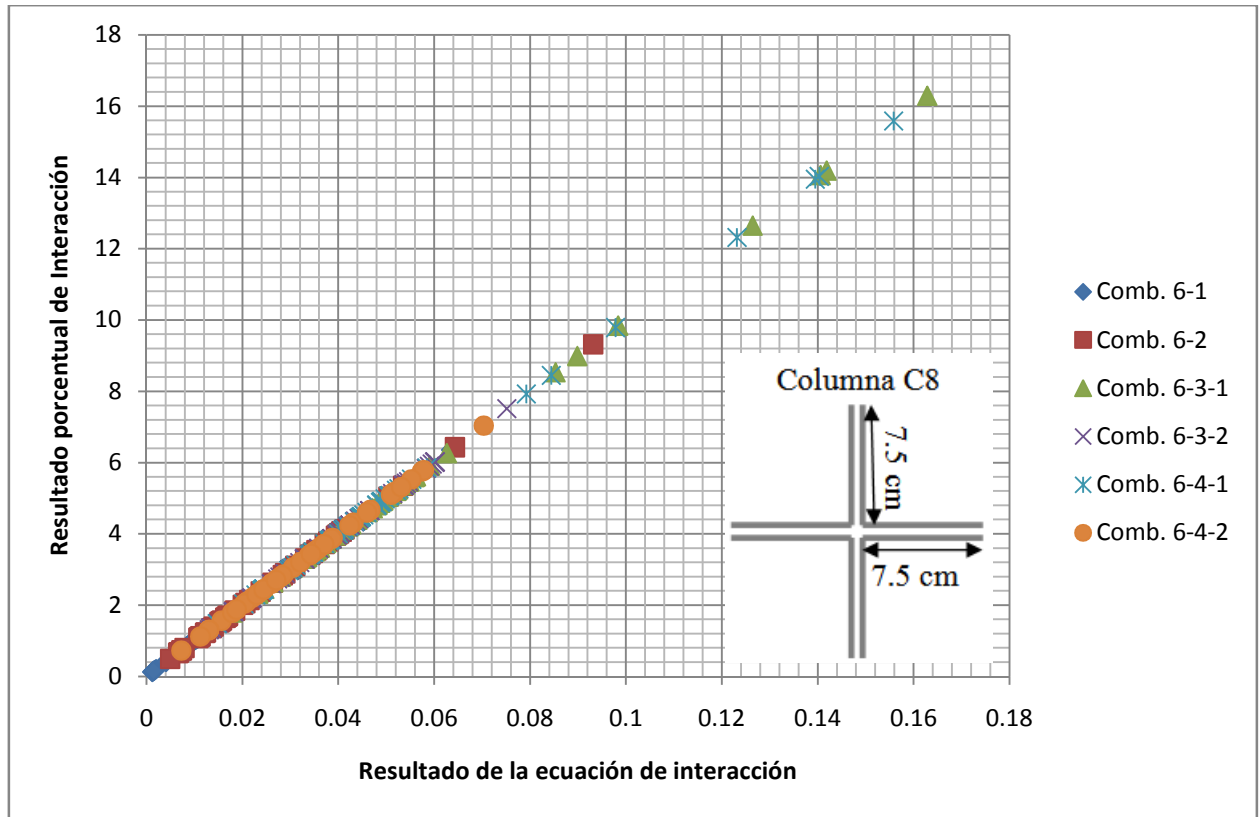


Gráfica 41. Compresión axial última en angular doble de 3x3x1/4"



Gráfica 42. Tensión axial última en angular doble de 3x3x1/4"

## Verificación de columna corta



Gráfica 43. Resultados de interacción para columna metálica C8

CUADRO 15. FUERZAS ACTUANTES EN COLUMNA C8								
Columna	$\delta_{sr1}$	$\delta_i$	$\Delta_i$	$\delta_{sr2}$	$\delta_i$	$\Delta_i$	$V_u$	$M_u$
(Texto)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kgf)	(kgf-m)
F2454	0.0048	0.0076	0.0170	0.0081	0.0128	0.0117	88,881	44,440
F2455	0.0075	0.0118	0.0266	0.0126	0.0198	0.0181	137,362	68,681
F2456	0.0074	0.0117	0.0262	0.0126	0.0198	0.0184	140,055	70,027
F2457	0.0045	0.0071	0.0159	0.0075	0.0118	0.0106	80,801	40,400
$\phi_b M_n =$	1643	kgf-m						
$\phi_v V_n =$	24039	kgf						

Nota: Utilizando solo las fuerzas actuantes en la columna corta, que genera el SAP2000, la gráfica 43 muestra que no se llega a superar el 1 en la interacción. Pero al utilizar los desplazamientos para calcular estas fuerzas, se supera por mucho la capacidad del elemento. Por lo que es un efecto no deseado que debe ser subsanado.

# Propuesta de reforzamiento

## Reforzamiento de estructura de techo

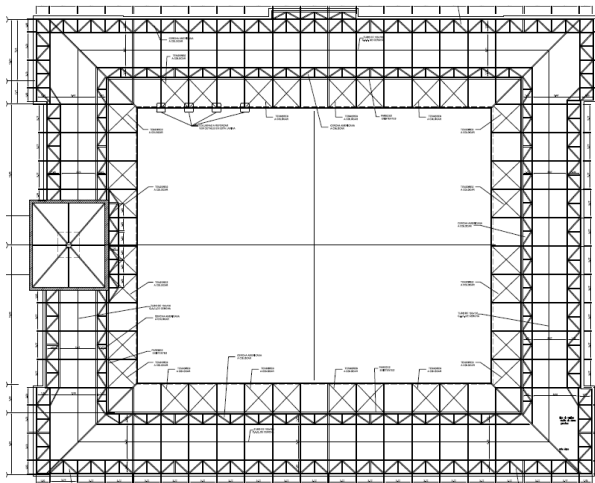


Figura 69. Planta del reforzamiento propuesto de techo

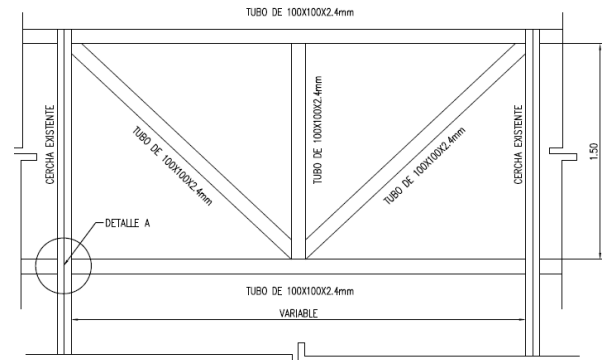


Figura 70. Detalle del reforzamiento de techo

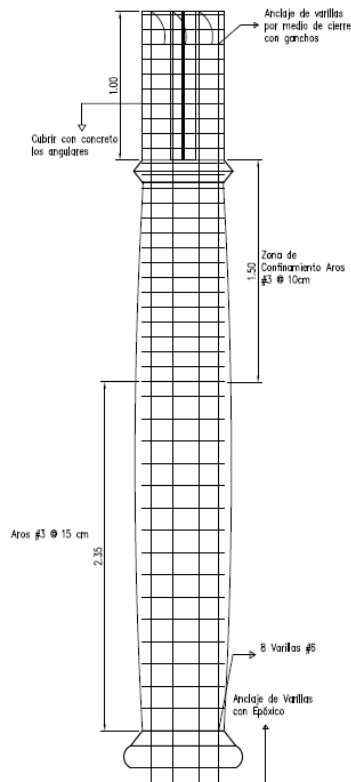


Figura 71. Detalle de reforzamiento de columnas C7

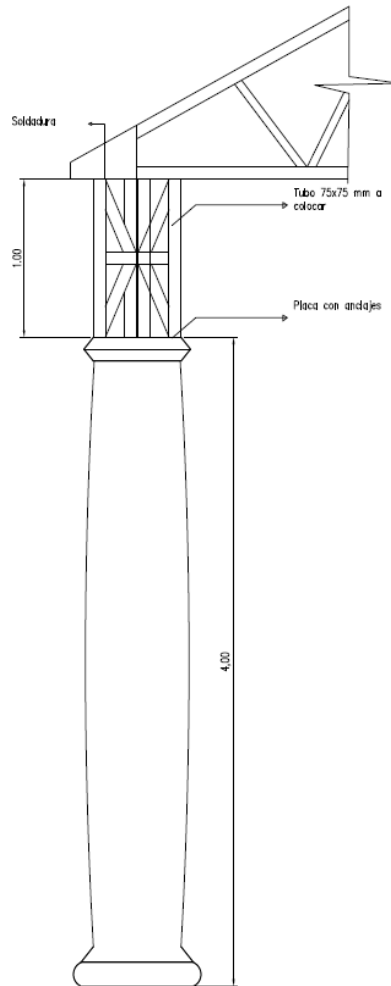


Figura 72. Detalle de reforzamiento de columna C8

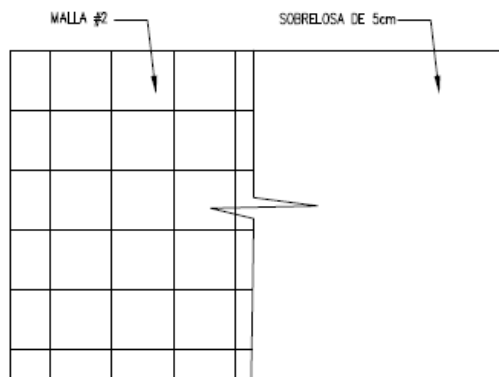
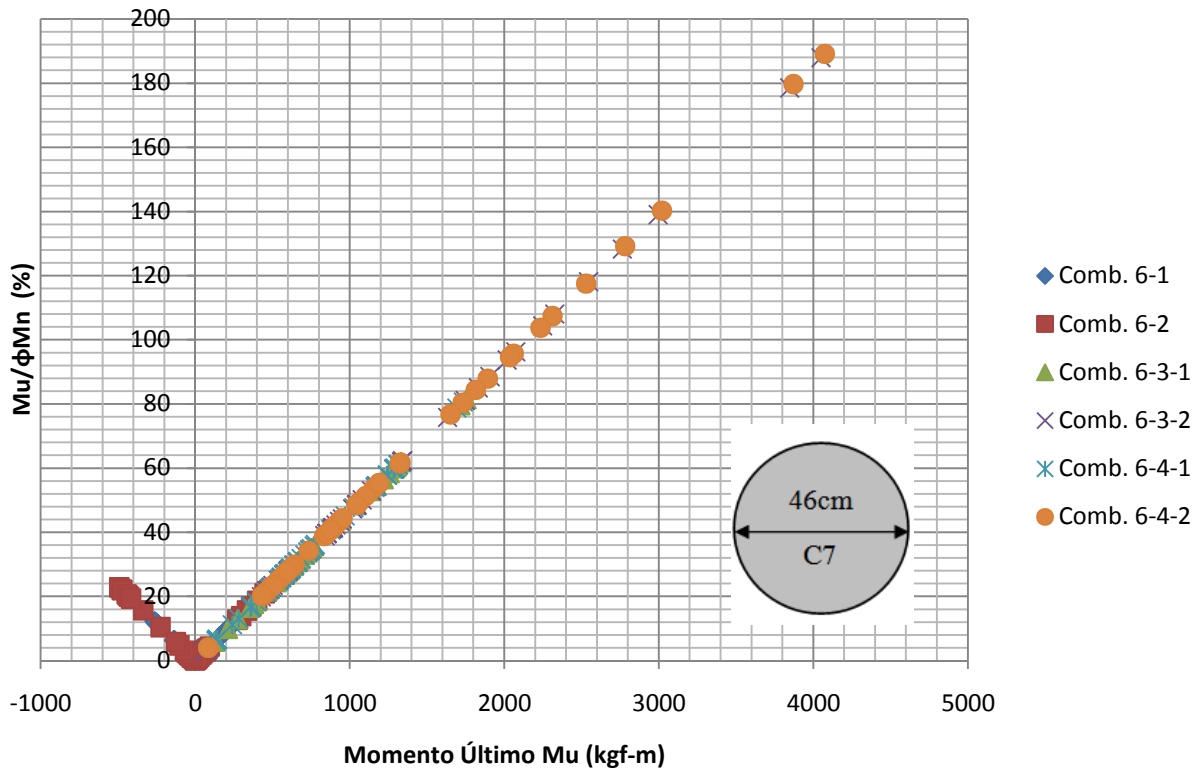


Figura 73. Detalle de reforzamiento de paredes

## Verificación de elementos en modelo reforzado

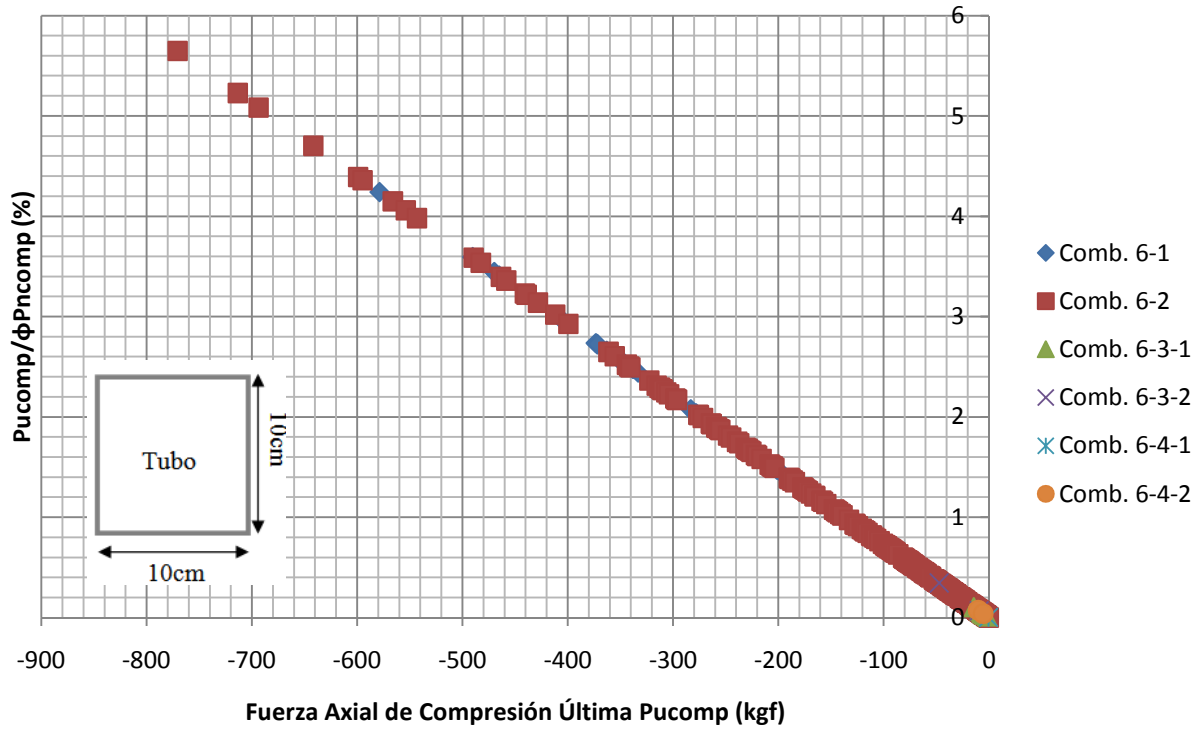
Se verifican resultados de algunos elementos de interés del modelo con la propuesta de reforzamiento.



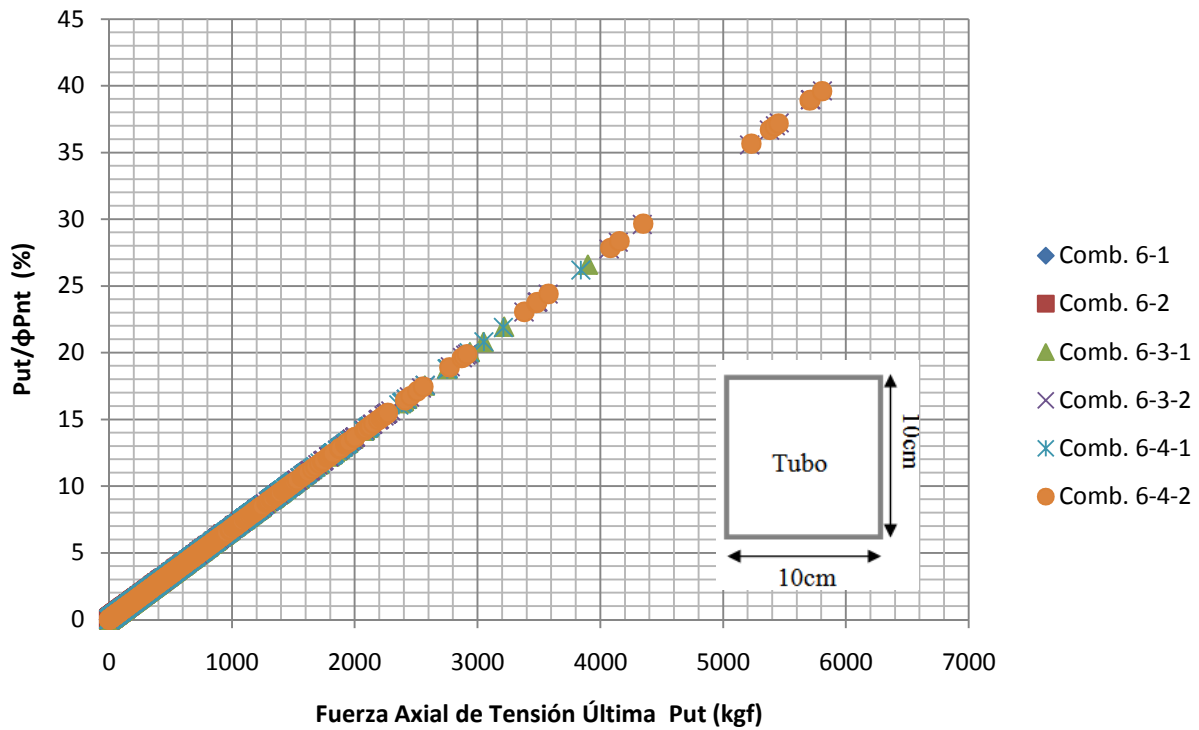
Gráfica 44. Momento último vs porcentaje de la capacidad nominal de momento para columna C7



Figura 74. Ubicación de columnas críticas



Gráfica 45. Compresión axial última en tubo de reforzamiento 4x4x3/32"



Gráfica 46. Tensión axial última en tubo de reforzamiento 4x4x3/32"



## Verificación de elementos Shell de paredes

Los resultados de los esfuerzos en los muros del edificio se presentan de manera gráfica con las imágenes y la escala de color ya que es más fácil de interpretar.

Estos resultados se presentan para el caso reforzado y para el caso sin reforzar.

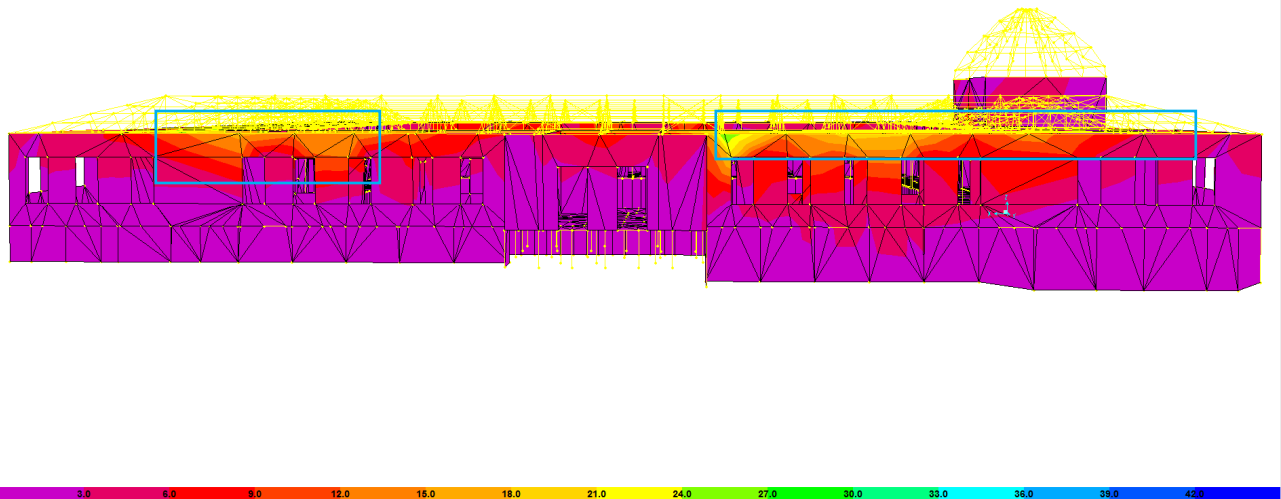


Figura 75. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en lado norte del edificio en estado actual

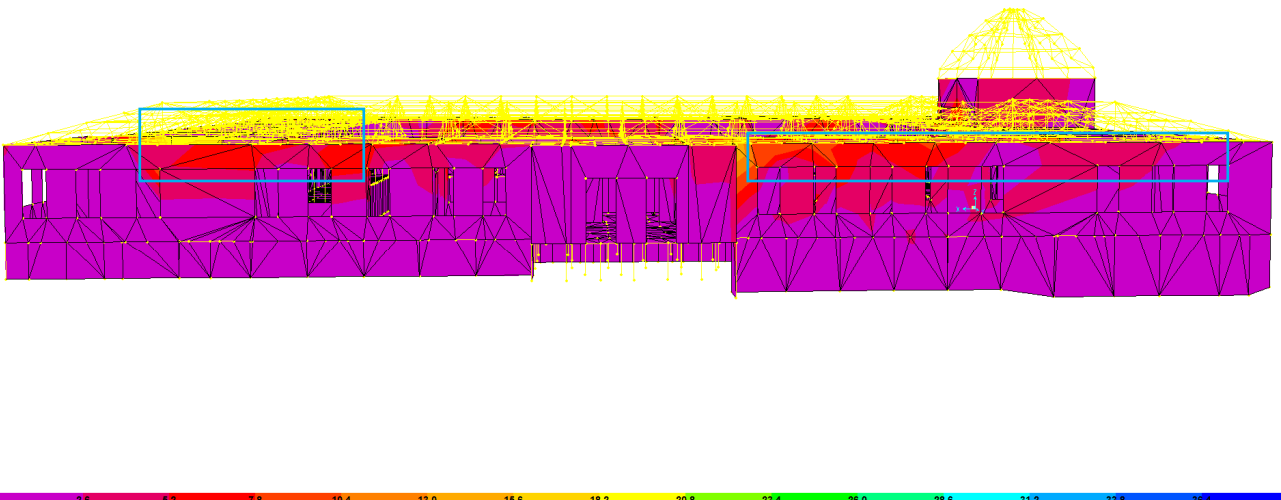


Figura 76. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en lado norte del edificio con propuesta de reforzamiento

Nota: Se observa que con el reforzamiento se disminuye la escala de los esfuerzos y las magnitudes de los esfuerzos en los puntos de apoyo de las cerchas en la pared

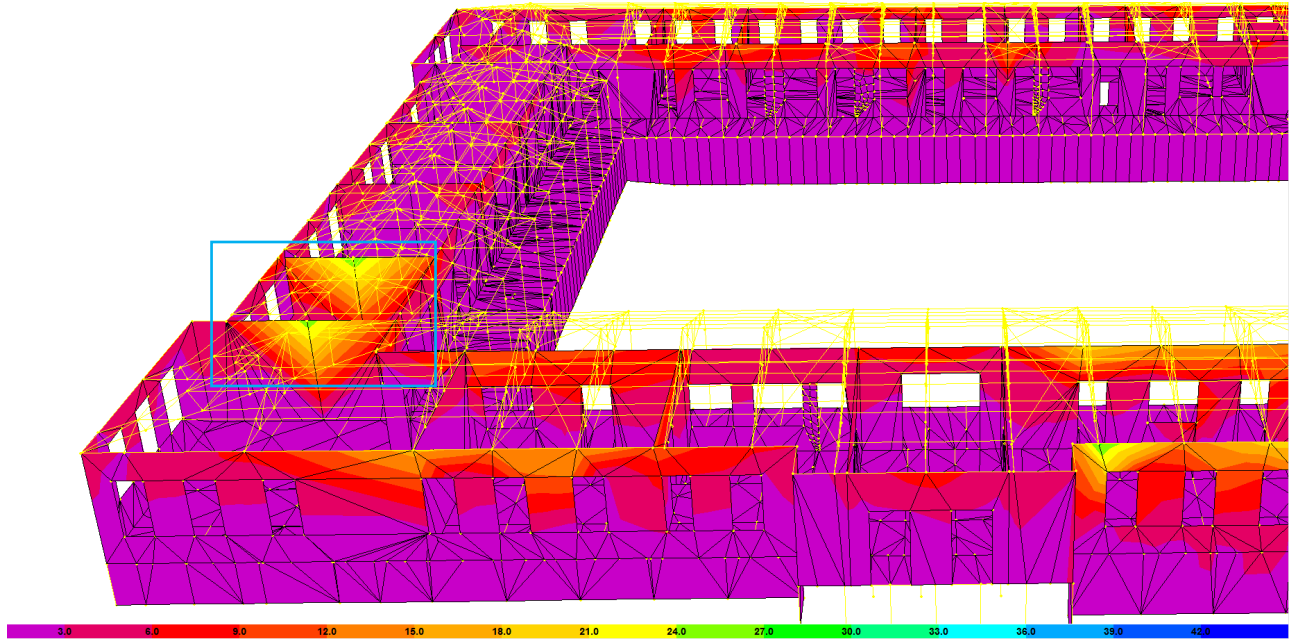


Figura 77. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes transversales lado este, estado actual

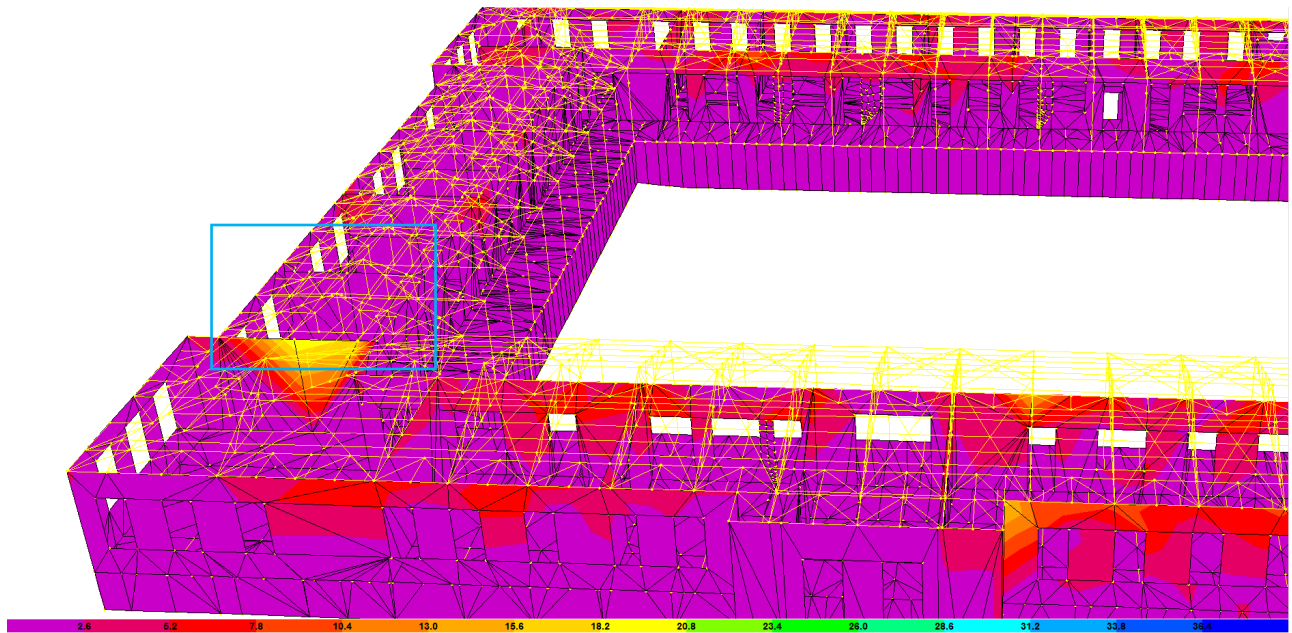


Figura 78. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes transversales lado este, edificio reforzado

Nota: Disminuye la escala de los esfuerzos actuantes en el modelo así como los esfuerzos actuantes en las paredes transversales

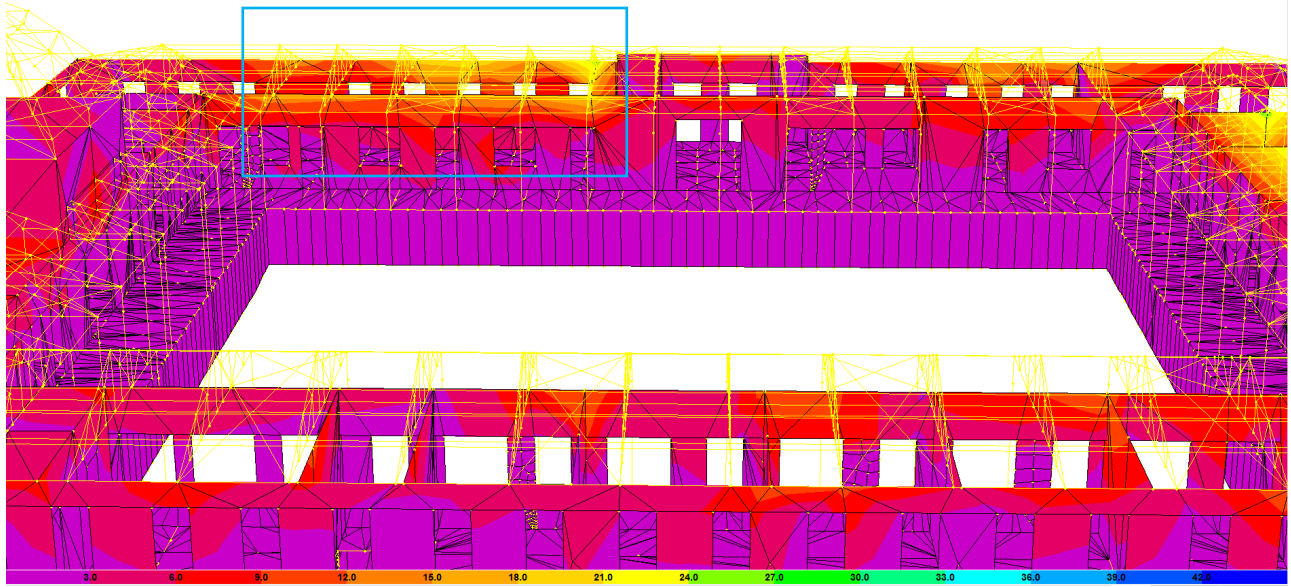


Figura 79. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes internas lado norte en estado actual

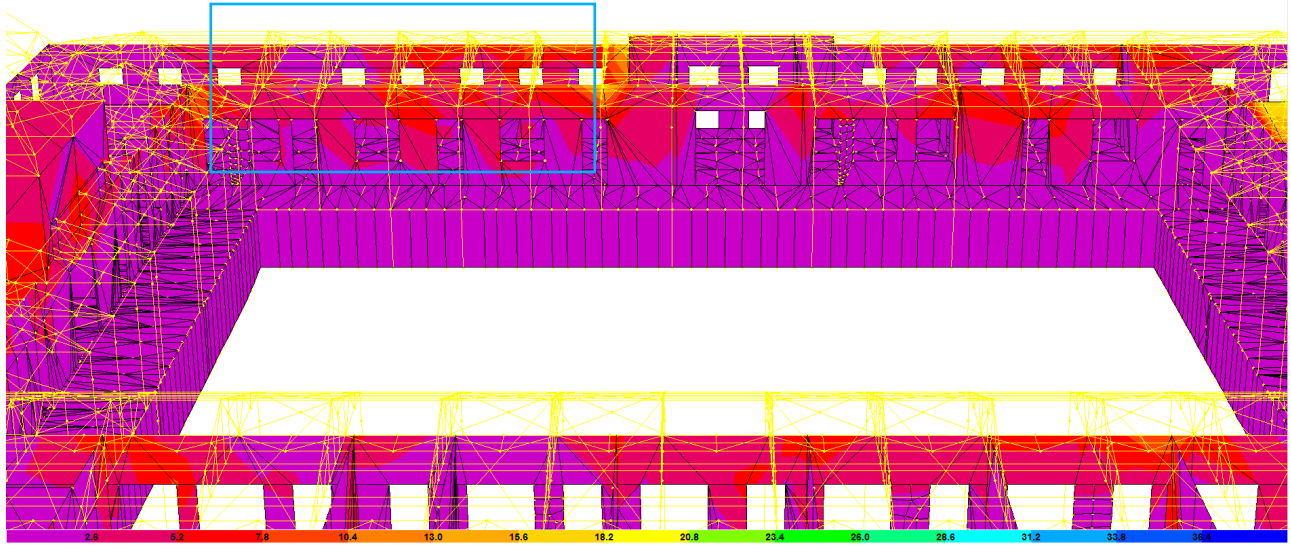


Figura 80. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes internas lado norte con reforzamiento

Nota: Disminución de los esfuerzos generados por las concentraciones del apoyo de las cerchas en la pared longitudinal interna

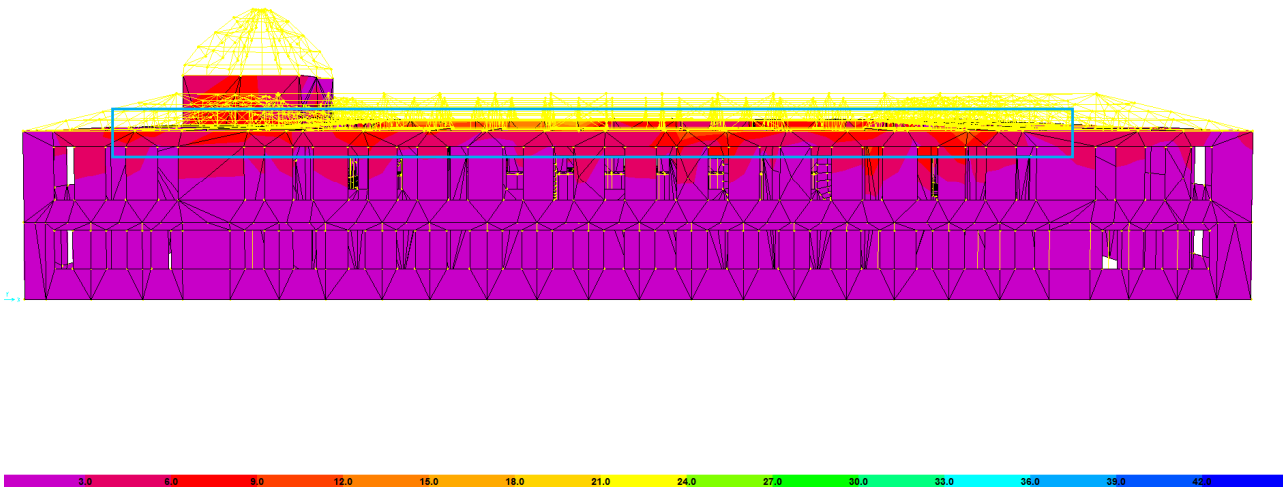


Figura 81. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes lado sur en estado actual

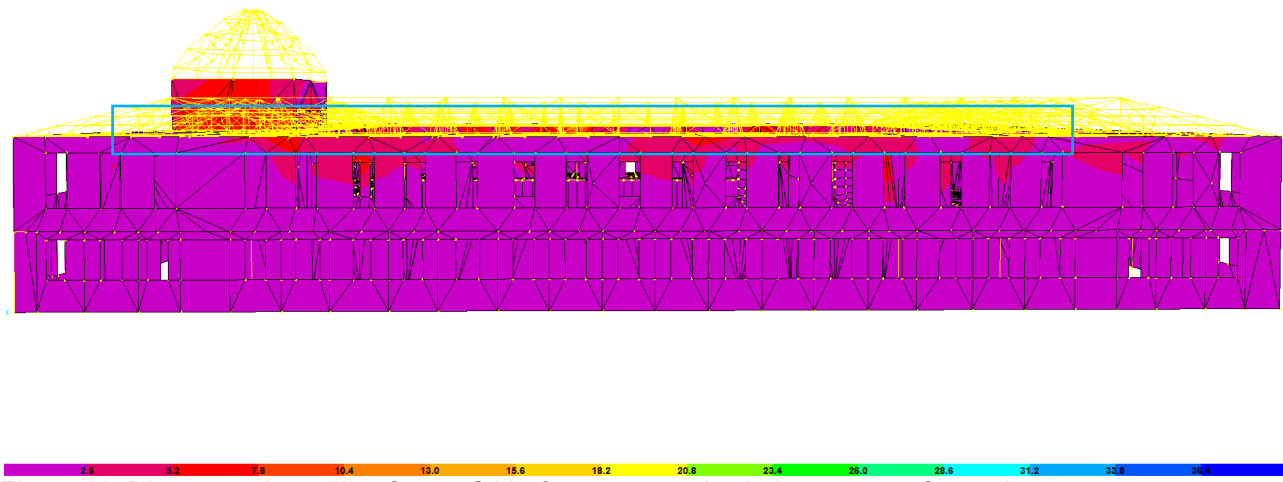


Figura 82. Diagrama sismo Y, esfuerzo S11 efecto en paredes lado sur con reforzamiento

Nota: Disminuyen los esfuerzos actuantes en la pared sur

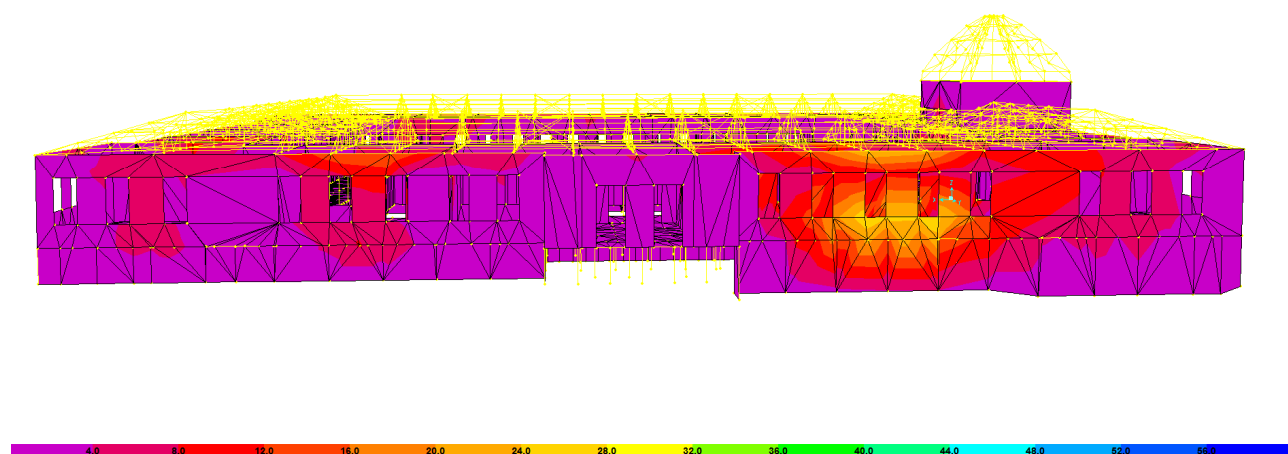


Figura 83. Diagrama sismo Y, esfuerzo S22, efecto en paredes lado norte en estado actual

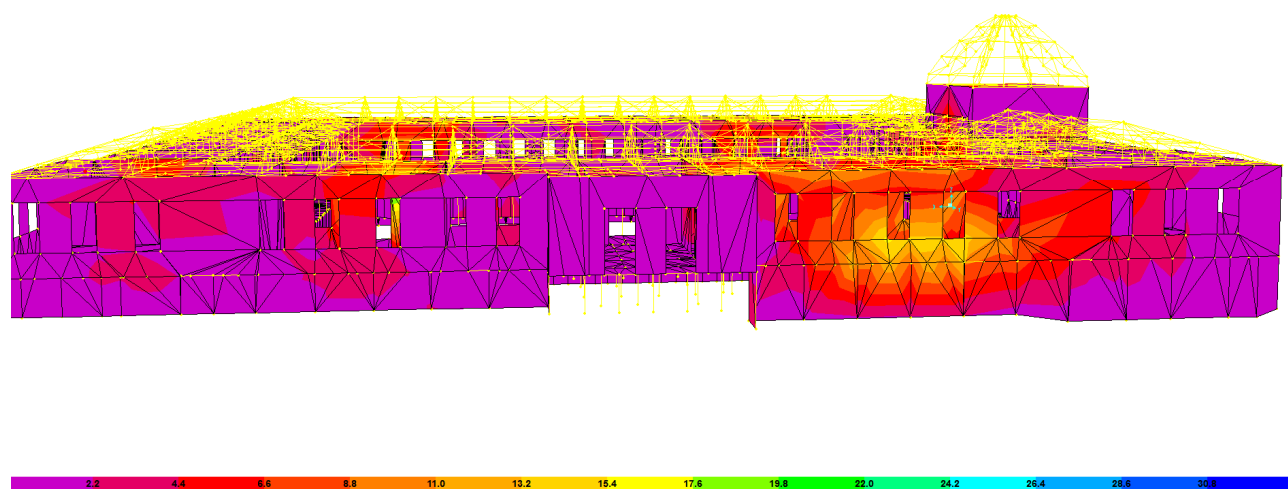


Figura 84. Diagrama sismo Y, esfuerzo S22, efecto en paredes lado norte con reforzamiento

Nota: Cambio significativo en la escala que pasa en el punto medio de valores de  $28 \text{ kg/cm}^2$  a  $15.4 \text{ kg/cm}^2$

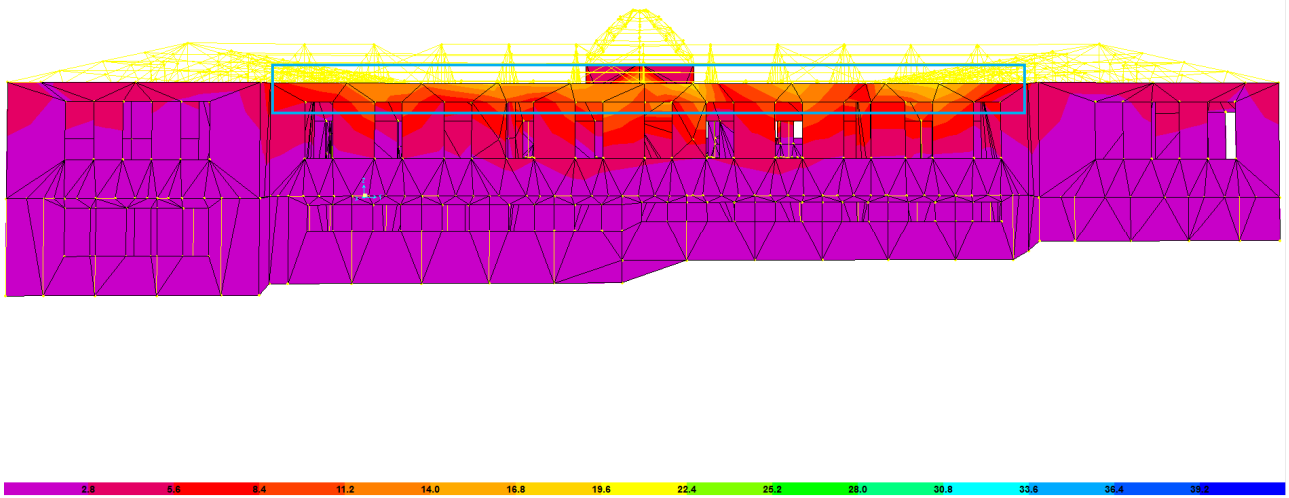


Figura 85. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en lado este del edificio en estado actual

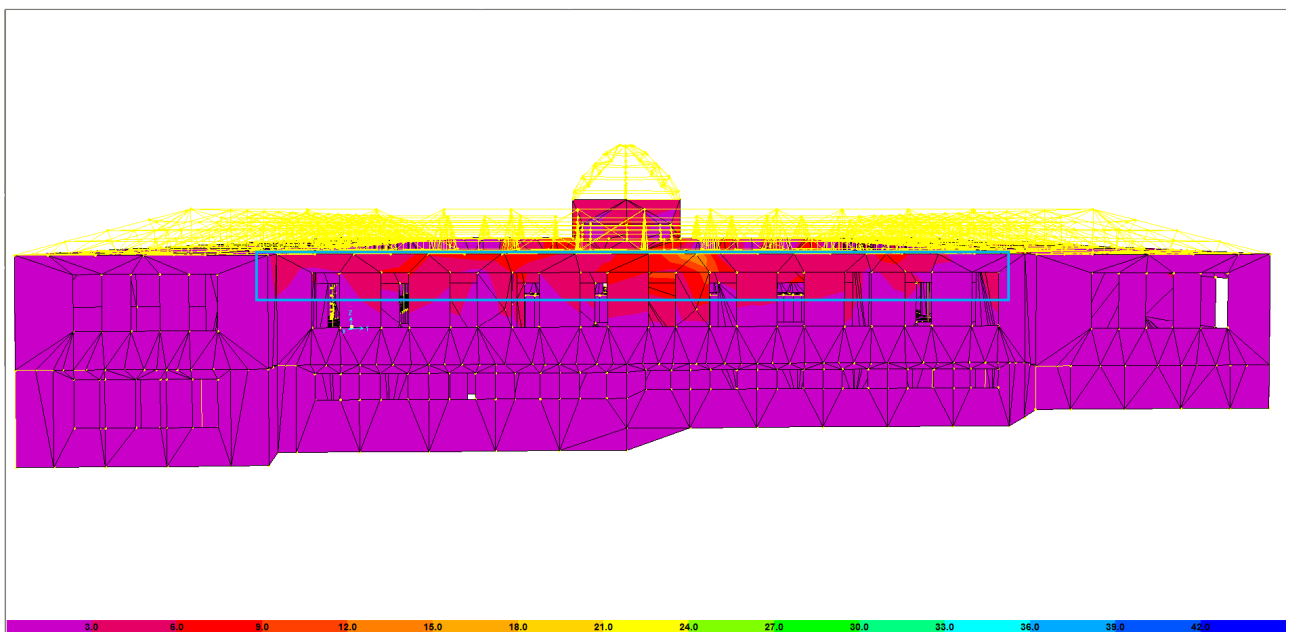


Figura 86. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en lado este del edificio con reforzamiento

Nota: Disminución considerable de la concentración de esfuerzos en el sector señalado

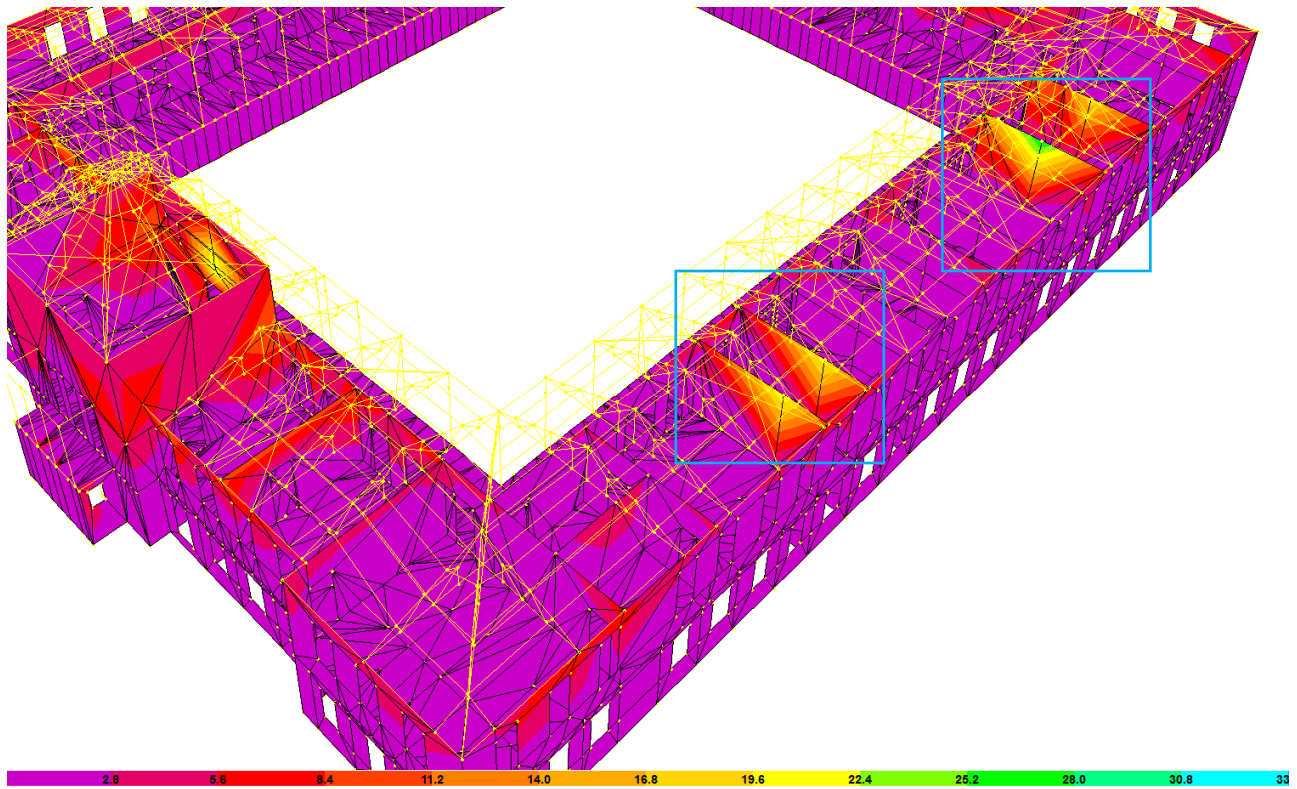


Figura 87. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en paredes transversales lado sur en estado actual

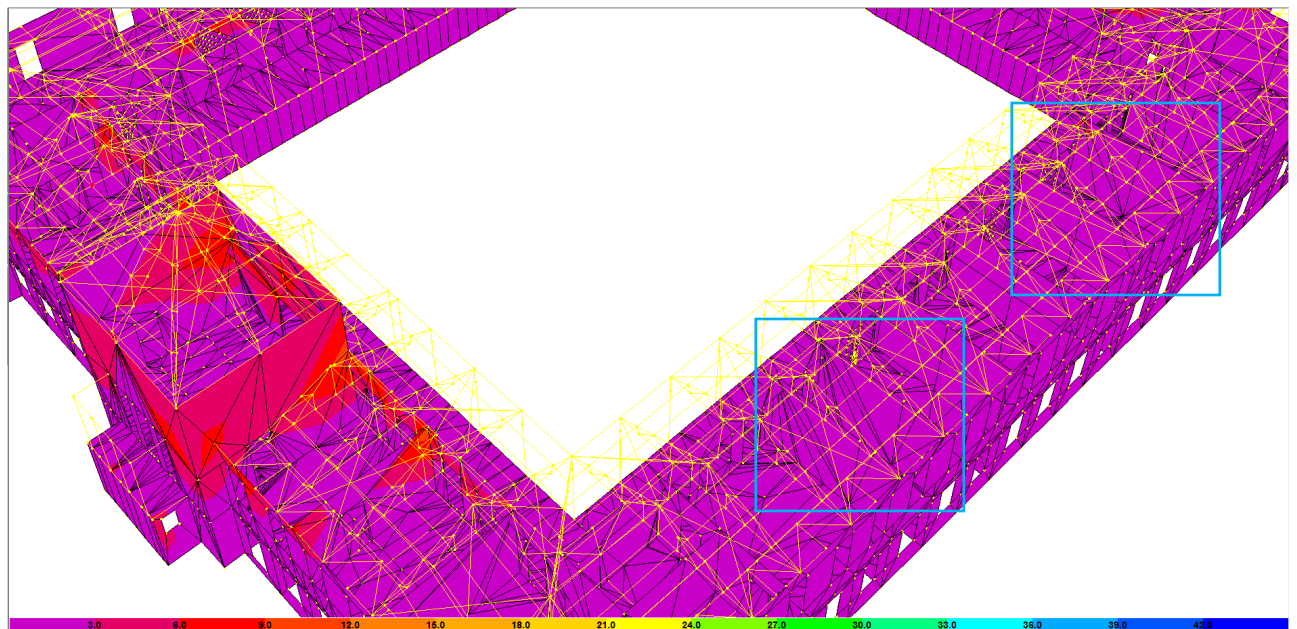


Figura 88. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en paredes transversales lado sur reforzado

Nota: El reforzamiento aplicado disminuye considerablemente el valor de los esfuerzos en las paredes transversales de valores de  $22.4 \text{ kg/cm}^2$  a  $3 \text{ kg/cm}^2$

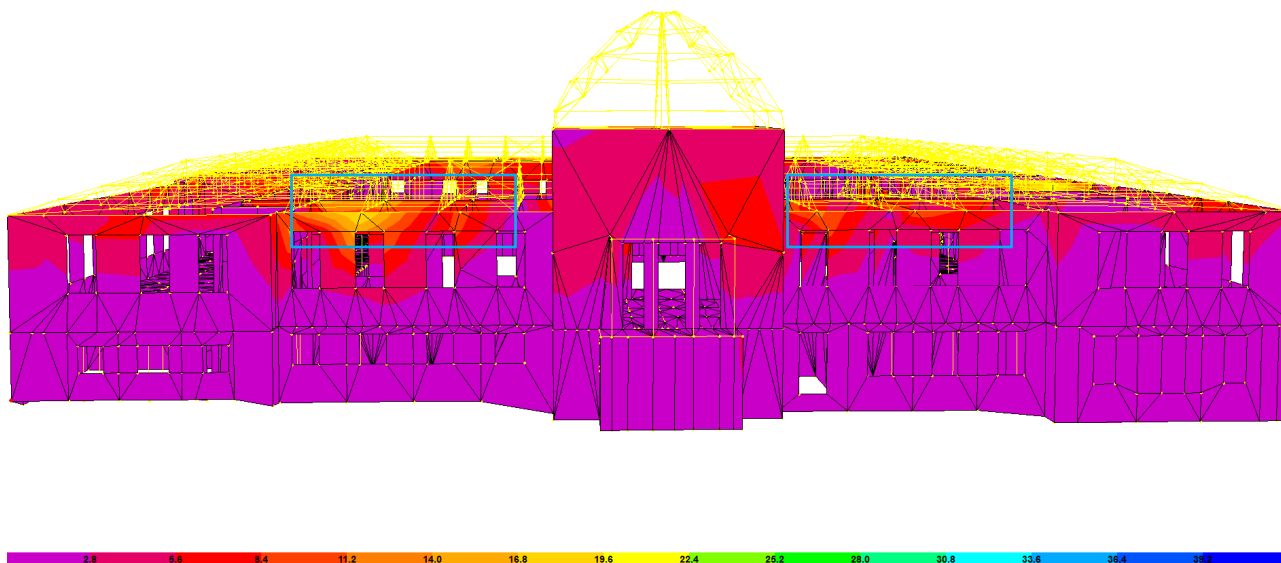


Figura 89. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en lado oeste del edificio en estado actual

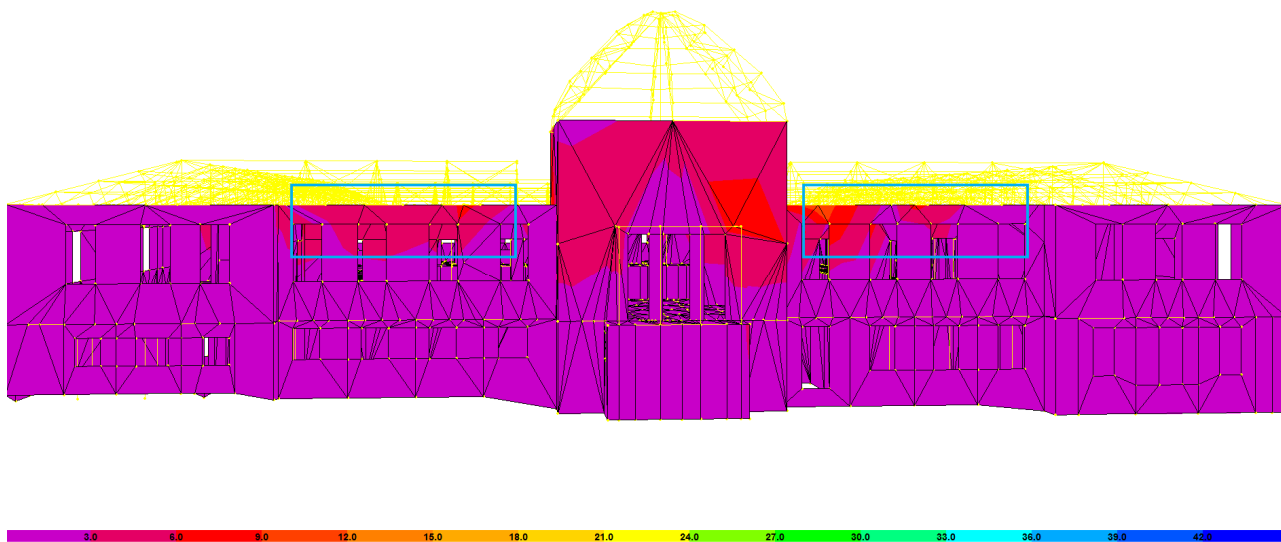


Figura 90. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en lado oeste del edificio con reforzamiento

Nota: Se pasa de un valor máximo de unos 20 kg/cm<sup>2</sup> en el modelo sin reforzar a unos 12 kg/cm<sup>2</sup> en el modelo con el reforzamiento aplicado



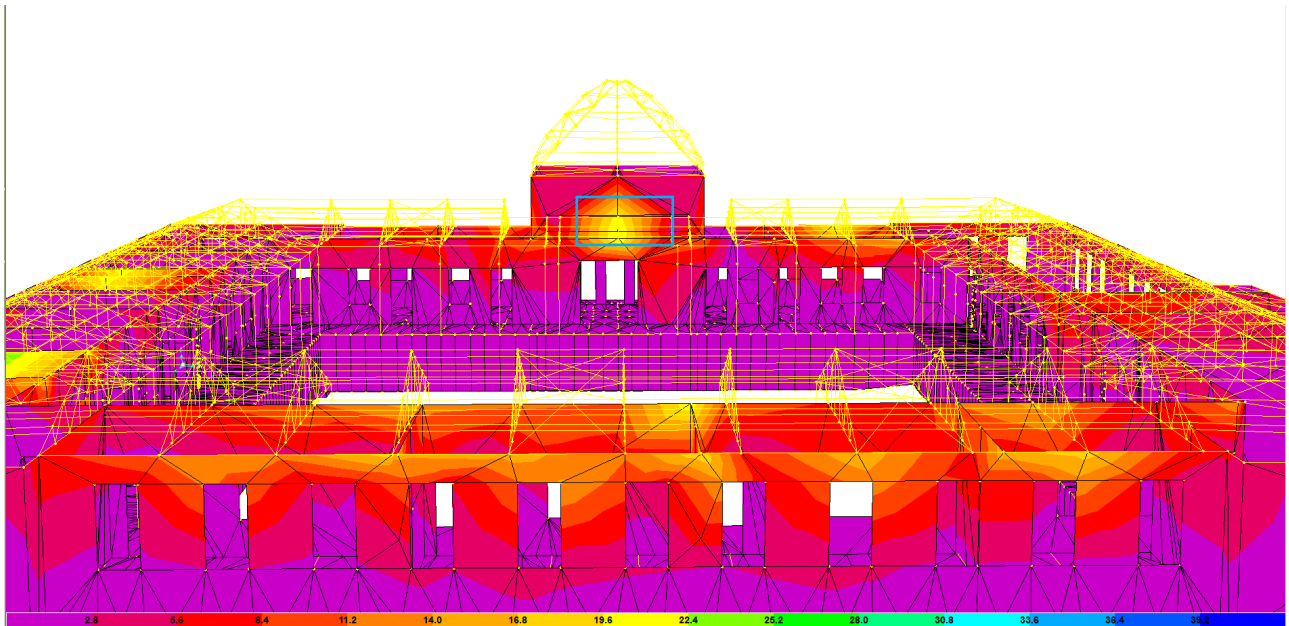


Figura 91. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en muros de la cúpula con edificio en estado actual

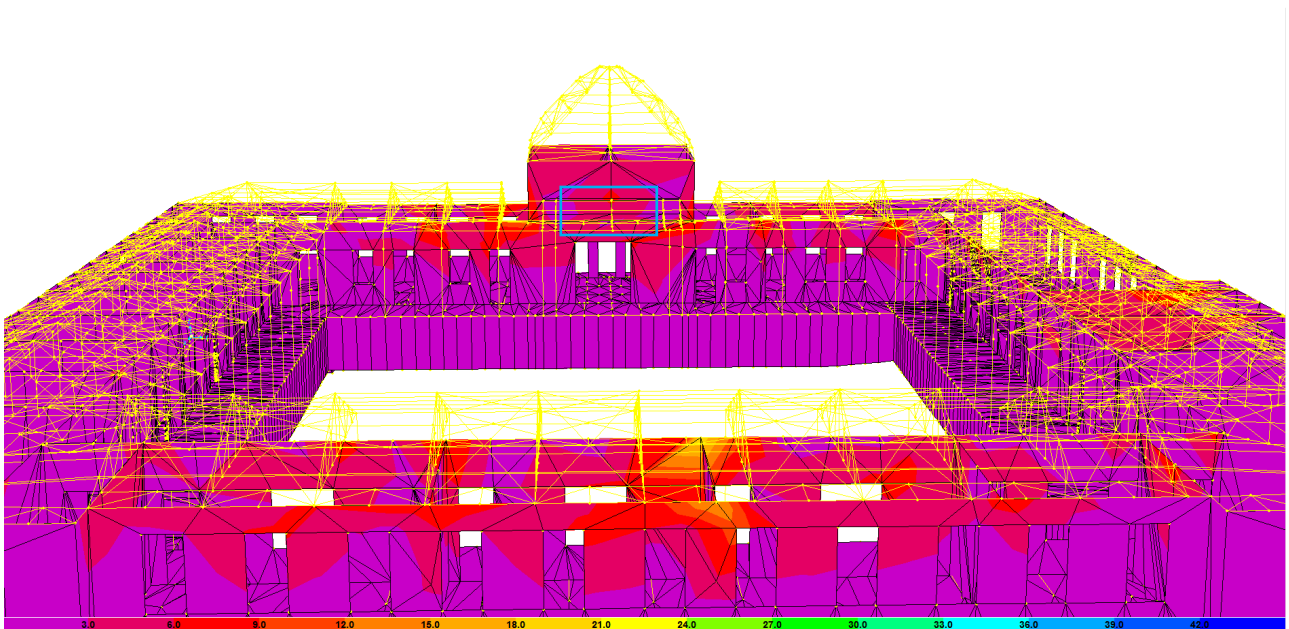


Figura 92. Diagrama sismo X, esfuerzo S11 efecto en muros de la cúpula con edificio reforzado

Nota: en las paredes de la cúpula se pasa de un esfuerzo máximo de  $20 \text{ kg/cm}^2$  a unos  $6 \text{ kg/cm}^2$

## Derivas y desplazamientos en el modelo

**CUADRO 16. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN MODELO SIN REFORZAMIENTO**

Sector	1er piso	1er piso	1er piso	1er piso	2do piso	2do piso	2do piso	2do piso
(Punto)	$\bar{\delta}$ (mm)	$\bar{\delta}_i$ (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i/H_i$	$\bar{\delta}$ (mm)	$\bar{\delta}_i$ (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i/H_i$
Norte	0.036	0.056700	0.127575	0.00005103	12.4	19.530	43.814	0.017525
Sur	0.089	0.140175	0.315393	0.00008300	1.00	1.575	3.228	0.002690
Este	0.056	0.088200	0.198450	0.00006727	2.90	4.567	10.078	0.004916
Oeste	0.027	0.042525	0.095681	0.00003222	2.20	3.465	7.700	0.003793

**CUADRO 17. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN MODELO CON REFORZAMIENTO PROPUESTO**

Sector	1er piso	1er piso	1er piso	1er piso	2do piso	2do piso	2do piso	2do piso
(Punto)	$\bar{\delta}$ (mm)	$\bar{\delta}_i$ (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i/H_i$	$\bar{\delta}$ (mm)	$\bar{\delta}_i$ (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i/H_i$
Norte	0.064	0.10080	0.226800	0.00009072	6.90	10.867	24.225	0.009690
Sur	0.10	0.157500	0.354375	0.00009326	0.90	1.417	2.835	0.002362
Este	0.092	0.144900	0.326025	0.00011052	1.70	2.677	5.698	0.002779
Oeste	0.037	0.058275	0.131118	0.00004415	0.80	1.260	2.703	0.001331

**CUADRO 18. DIFERENCIA PORCENTUAL DEL LÍMITE SUPERIOR DE LA RAZÓN DE DERIVA INELÁSTICA PARA LOS DOS MODELOS**

Sector	1er piso SR*	1er piso R*	Diferencia	2do piso SR	2do piso R	Diferencia**
(Punto)	$\Delta_i/H_i$	$\Delta_i/H_i$	(%)	$\Delta_i/H_i$	$\Delta_i/H_i$	(%)
Norte	0.00005103	0.00009072	-77.78%	0.01752597	0.00969003	44.71%
Sur	0.00008300	0.00009326	-12.36%	0.00269030	0.00236250	12.18%
Este	0.00006727	0.00011052	-64.29%	0.00491630	0.00277968	43.46%
Oeste	0.00003222	0.00004415	-37.04%	0.00379338	0.00133196	64.89%

\*R significa modelo con reforzamiento y SR es modelo sin reforzamiento

\*\*El porcentaje positivo indica una disminución de la deformación

Nota: En cuadro 16 se destaca que un punto en el sector norte incumple con el límite establecido en el código sísmico de 0.0125. Ya en el cuadro 17 se destaca que el reforzamiento aplicado disminuye los desplazamientos, haciendo cumplir el punto en el sector norte. La mejora en la disminución de la razón de deriva inelástica llega hasta el 64%.

# Panorama ante un evento sísmico

## Primer Nivel

- No se esperan daños estructurales significativos ya que los elementos estructurales en este nivel son muy rígidos y tienen dimensiones muy superiores para las cargas tan bajas que llevan. Así que la fuerza sísmica a la que se ven sometidos no genera problemas de esfuerzos superiores a la capacidad del elemento.

## Segundo Nivel

### SECTOR NORTE

- Agrietamientos considerables en los muros longitudinales de concreto en la parte inferior y superior
- Daños mayores en la zona señalada en la figura 93
- Daños considerables en las columnas de señaladas en la figura 93

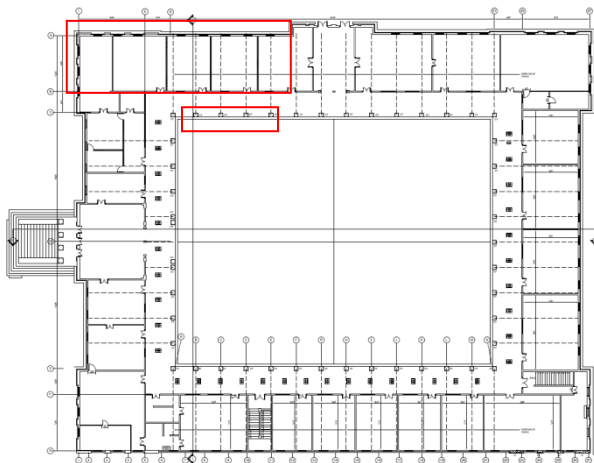


Figura 93. Planta del segundo nivel

### SECTOR SUR

- Agrietamientos considerables en paredes transversales
- Agrietamientos en paredes longitudinales

### SECTOR ESTE

- Grietas considerables en parte superior de paredes longitudinales
- Grietas en paredes transversales

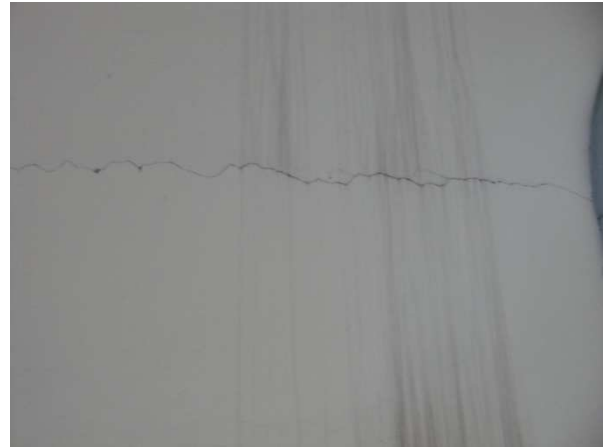


Figura 94. Grietas en parte superior de muros

### SECTOR OESTE

- Grietas considerables en los muros de la cúpula
- Grietas menores en las paredes longitudinales exteriores
- Grietas considerables en las paredes longitudinales interiores

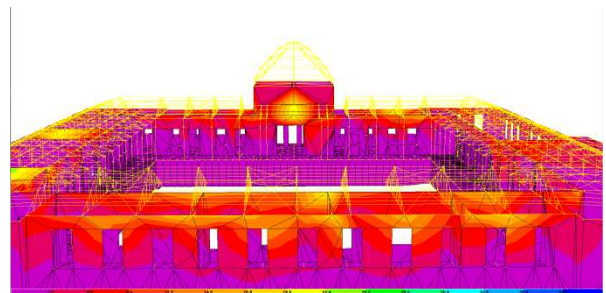


Figura 95 Sectores este y oeste del edificio

## Presupuesto general sobre la propuesta de reforzamiento

<b>CUADRO 19. PRESUPUESTO GENERAL DE REFORZAMIENTO</b>			
<b>REGLÓN DE OBRA</b>	<b>M de Obra</b>	<b>Materiales</b>	<b>Total</b>
Reforzamiento de Estructura de techo	¢9,900,572	¢13,200,763	¢23,101,335
Reforzamiento de paredes	¢54,819,521	¢27,409,760	¢82,229,281
Reforzamiento de columnas	¢2,528,239	¢1,264,120	¢3,792,359
		<b>Total de materiales y M de Obra =</b>	<b>¢109,122,975</b>
		<b>Reparaciones, Planos, trámites, etc (50%)=</b>	<b>¢54,561,488</b>
		<b>Gastos administrativos de operación (5%)=</b>	<b>¢5,456,149</b>
		<b>Utilidad (10%)=</b>	<b>¢10,912,298</b>
		<b>Imprevistos (10%)=</b>	<b>¢10,912,298</b>
		<b>Costo Total del Proyecto=</b>	<b>¢190,965,206</b>
		<b>Costo Total (¢/m<sup>2</sup>)=</b>	<b>¢54,561/m<sup>2</sup></b>

Nota: El valor del reforzamiento en las paredes es muy alto ya que implica quitar los acabados existentes, colocar el reforzamiento y luego volver la pared a su condición nueva con sus respectivos acabados. El reforzamiento de la estructura de techo no contempla el pintar la estructura existente, solo la pintura de las uniones soldadas y los elementos de acero utilizados para el reforzamiento. El rubro con un porcentaje del 50% contempla de manera aproximada, las reparaciones que se deban realizarlos en cielos para la colocación del reforzamiento, así como el costo de los planos, trámites y otros aspectos del proyecto que pueden representar un costo y no han sido detallados en los demás rubros.

# Análisis de Resultados

## Estado actual y aspectos de riesgo estructural

En el caso de la cimentación del edificio no se profundizó en realizar un análisis ya que no se encontraron daños estructurales causados por asentamientos del suelo o falta de capacidad de soporte. Ya que el suelo se encuentra muy compacto de acuerdo a las pruebas de SPT suministradas por el laboratorio del CIVCO.

Se encontró de la extracción del núcleo de concreto de una placa aislada, que la resistencia a la compresión fue de  $359 \text{ kg/cm}^2$ , lo cual supera con creces el mínimo solicitado por el código sísmico para elementos estructurales.

En la plaza central del colegio hay un hundimiento pero como no representa un elemento estructural para el análisis de vulnerabilidad se deja fuera de este.

En el primer nivel de la estructura no se encontraron daños estructurales de consideración pero si se observaron algunos aspectos que cabe destacar.

En la época en que se construyó el edificio se tenía un conocimiento básico de las estructuras de concreto reforzado por lo que se pueden encontrar errores, por ejemplo la falta recubrimiento mínimo como en la figura 49, varillas de columnas sin conectar a las vigas de entepiso como en la figura 51, excentricidades en vigas con columnas de entepiso como en las figura 53 y también calzas de ladrillos entre la losa de entepiso y las vigas, esto ya que se construyo primero las vigas en su totalidad y luego se coló el entepiso, utilizando estos ladrillos para lograr el nivel deseado.

En cuanto a daños visibles, de tipo estructural no se encuentran, lo que predominan son fisuras en repellos como por ejemplo en la figura 54 y algunos desprendimientos de repellos como se observa en la figura 50, que muestra el

repello caído de una columna, estos repellos tienen espesores excesivos, de en algunos casos 3 cm y hasta más.

La zona de mayor interés y en la que se hizo una observación aún más profunda, es el segundo nivel del edificio.

Los daños generales que se pueden encontrar en todas las zonas incluyen, agrietamientos en paredes como por ejemplo en las paredes del área de la cúpula como en la figura 58 y paredes longitudinales internas como en la figura 56 correspondiente al sector sur del colegio.

También en toda la estructura de techo un común es la falta de tensores como se observa en la figura 57, hay dos bloques de cercha sin ningún arriostriamiento y luego un bloque con tensores de varilla #5 lisa. También hace falta un arriostriamiento medio entre cercha y cercha, ya que como se aprecia en la figura 57, sólo se observa el cielo entre cercha y cercha en una gran porción en la cuerda inferior de la cercha.

La falta de mantenimiento de la pintura y por ende la corrosión en elementos de acero es otro aspecto que se encuentra en la estructura de techo de toda la edificación, esto se ejemplifica con la figura 59.

La corrosión en las uniones con pernos es evidente como en la figura 65 y 66.

Cabe destacar la figura 61 de la zona norte del colegio, en donde se puede observar que las grietas encontradas no están sólo a nivel de repello sino que el concreto del muro está agrietado a profundidad.

La zona norte del edificio es una de las que posee una mayor cantidad de daños estructurales, especialmente en las columnas de la zona de patio como se puede ejemplificar por la figura 63 y daños considerables en los muros como en la figura 62 que es un daño en un ángulo de la pared longitudinal exterior y agrietamientos como los de la figura 60.

## Datos de entrada del modelo

Para la determinación del coeficiente sísmico se utilizaron los datos del cuadro 8, dando como resultado un coeficiente de 0.42. Esta información se alimentó al programa para hacer el análisis dinámico.

Con base a las cargas permanentes y temporales se determinan las cargas y masas adicionales por nudo de cuerda inferior, superior, nudos de cúpula y entrepiso.

En el cuadro 9 se encuentran las magnitudes de carga y masa calculadas para incluir en el modelo del programa. Para contabilizar la masa del entrepiso en el modelo, se creó un material especial al que se le sumaron los valores aportados por carga temporal y permanente que se observan en el cuadro 9.

Para contabilizar el efecto del empuje de suelo en el muro perimetral interno del primer nivel del edificio, se obtuvo el valor de presión activa de Rankine que tuvo un valor de 2608 kg/m<sup>2</sup>. Además se debió calcular el empuje sísmico que aporta 627 kg/m<sup>2</sup> en la parte superior del muro y 157 kg/m<sup>2</sup> en la base, con esto se obtiene la distribución de presiones de la figura 52.

Debido a que los muros del segundo nivel tienen dentro una estructura de acero en base a canales, se estimó por medio de dos modelos que hay un incremento de un 5% en el módulo de elasticidad respecto a un muro modelado como sólo de concreto. Este dato se incluyó al modelo.

## Comprobación del modelo

El cuadro 12 contiene parámetros necesarios para verificar que los datos que provea el modelo sean confiables.

Con las reacciones que da el programa en las diferentes direcciones se obtiene el coeficiente sísmico real, que para la dirección X es  $C_{sx} = 0.0287$  y para Y  $C_{sy} = 0.0291$ , estos valores evidencian lo poco de la masa que logra acelerar el sismo y es consistente con las simulaciones realizadas.

Otro factor de importancia es la presión que ejerce el suelo, se calcula que es de 2889 kg/m<sup>2</sup> para la carga permanente de 475 kg/m<sup>2</sup> para la carga temporal. La cual anda dentro de lo aceptable para edificios de dos pisos de la clase del colegio San Luis Gonzaga.

## Modos de oscilación de la estructura

La gráfica 1 además de contener la gráfica del Código Sísmico de Costa Rica 2010, que representa el factor espectral dinámico (FED)

versus los períodos para un suelo de tipo S3 en una zona sísmica III, contiene de manera gráfica los primeros 30 modos de oscilación del modelo del Colegio San Luis Gonzaga, de ahora en adelante denominado CSLG.

La parte plana de la curva señalada en el gráfico 1, representa la zona de periodos que pueden potencialmente generar un mayor daño en la estructura. Los otros 70 modos restantes y su respectivo valor de periodo se pueden encontrar en el apéndice. Estos 70 modos están fuera de la denominada zona de peligro por lo cual no se representan en la gráfica 1 y quedan fuera del análisis de modos del cuadro 13.

El cuadro 13 representa un análisis cualitativo de cada uno de los modos de la estructura. Este abarca los movimientos visibles más significativos de la estructura.

Los primeros 30 modos de oscilación destacan que los movimientos más significativos se dan en el segundo nivel de la estructura con énfasis en la estructura metálica de cerchas del techo.

De estos 30 modos, en el apéndice se pueden observar 10 de manera gráfica.

El modo 28 y el modo 2 representan movimientos únicamente de la cúpula de perfiles de acero de la estructura, pero como se comenta en la sección de limitaciones del proyecto, el acceso a la cúpula no fue posible, así que la estimación de los perfiles de acero y la manera en que las cargas llegan a los nudos, se hizo por medio del estudio de las fotografías antiguas que se pueden encontrar en el apéndice. La cúpula así como los demás elementos de acero de la estructura de techo, son elementos que oscilan con los mayores periodos provocados por el sismo.

Tomando como ejemplo el modo 20, en general la estructura de techo es protagonista de movimientos considerables en las paredes longitudinales tanto externas como internas.

El modo 17 ejemplifica el efecto que tiene el movimiento sísmico sobre las paredes transversales que tienen una altura superior de 4 metros y largos superiores a los 7 metros. En la lámina 2/5 de los planos ubicados en el apéndice 7, se pueden observar las diferentes paredes transversales que contiene la estructura en su segundo nivel, que es donde se dan los movimientos más importantes y por ende es la zona de mayor atención del presente estudio.

La estructura del CSLG en su primer nivel tiene secciones de gran tamaño para una edificación de gran altura, se puede ver en la lámina 1 de los planos, los detalles de las columnas y vigas de concreto reforzado que componen el primer nivel. También las paredes son de grandes dimensiones, las externas del primer nivel rondan los 35 cm y el segundo nivel 25 cm. En la lámina 1 y 2 se pueden ver los espesores de los elementos,

Esta rigidez tan grande en los elementos se confirma al ver en el cuadro 14, los porcentajes de la masa participativa por cada uno de los modos de oscilación. Para el modo 30 que es el límite en los periodos más dañinos para la estructura, representa en la dirección X sólo un 5.5% y en la dirección sólo 4.6% de la masa excitada por el sismo.

La tabla con los 100 modos de oscilación se puede encontrar en el apéndice 3. La tendencia es similar y para el modo 100 se logra la participación de un 11% de la masa en la dirección X y un 12.8% de la masa del edificio en la dirección Y.

## Elementos de concreto reforzado

Cada uno de los elementos viga y columna del modelo se revisaron para cada uno de las combinaciones de carga que estipula el código sísmico.

Cada elemento puede tener una determinada resistencia a la compresión a los 28 días ( $f'_c$ ) y los resultados de las pruebas de los cilindros que se encuentran en el anexo 2, revelan que las resistencias en la mayoría de los elementos superan el mínimo de  $210 \text{ kg/cm}^2$  que estipula el código sísmico para elementos del tipo estructural, pero de manera conservadora se utiliza este mínimo de resistencia para la obtención de la resistencia a la compresión en columnas y vigas.

En cuanto a la resistencia del acero, se utiliza el valor más común del acero para esa época que tiene una fluencia  $F_y=2300 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente.

La cantidad de tablas obtenidas de la revisión de los elementos de concreto reforzado es excesiva y se coloca en el apéndice 4 y 5 del proyecto. Pero para tener una manera más resumida de observar el comportamiento de las cargas últimas a las que se someten todos los elementos, se elaboran gráficas que condensan

para el esfuerzo de compresión, cortante y de flexión, los valores para todos los elementos de un determinado tipo y para cada combinación.

Tomando como ejemplo la gráfica 2, esta revela que la columna de tipo C1 trabaja como máximo a un 33% del 10% de la capacidad a compresión del concreto y debido a una carga axial última de 8500 kgf generado por la combinación 6-2 del CSCR 2010. Este valor del 10% de la capacidad a compresión del elemento es importante ya que si no es superada, el análisis de columnas se simplifica al no tener que usar ecuaciones de interacción para la estimación de la capacidad a flexo-compresión del elemento.

Para la gráfica 3 esta indica que la columna de tipo C1 para resistir el esfuerzo cortante, trabaja sólo al 8% del 50% de la capacidad a corte del concreto por una fuerza cortante última de 260 kgf generado por la combinación 6-3-1 del CSCR 2010. Este valor del 50% de la capacidad a cortante del concreto representa el umbral para el requerimiento de aros del elemento de concreto, se revisa contra esta manera por hacer un análisis conservador de la capacidad del elemento, así como por la limitante de los equipos para la detección exacta de aros en columnas con recubrimientos grandes.

Aunque las fotos antiguas evidencian que varios elementos contienen aros en #2, se elige revisar de manera conservadora según el criterio ACI.

La gráfica 4 contiene la capacidad de momento de la sección, que en este caso la columna C1 trabaja a un 23% de su capacidad debido un momento último de 390 kgf-m generados por la combinación 6-2.

Para no prologar el análisis de manera innecesaria, se comentarán los puntos más sobresalientes de las gráficas.

Se destaca que de las columnas la que trabaja en el mayor porcentaje para resistir carga axial es la columna C2 que corresponde a una de las columnas de la zona del sótano norte del edificio, se puede verificar en la lámina 1 de los planos. Esta trabaja a un 40% del 10% de la capacidad del concreto, para una carga axial de 5000 kgf y para combinación 6-2. Esta combinación tiene la participación de la carga permanente y temporal, este porcentaje quizá se deba por su pequeña sección.

La columna que trabaja en mayor porcentaje a cortante es la columna C3 que corresponde a una de las columnas del muro de

contención y que también están ligadas a las columnas C7 del segundo nivel. Esta columna llega a un 40% del 50% de la capacidad a corte del concreto y para una fuerza cortante de 3000 kgf. Esto se puede deber al empuje activo de tierras modelado.

Para el caso del momento, las gráficas muestran que las columnas trabajan en porcentajes mayores para resistir el momento como en el caso de un 110% para la columna C3 del muro de contención pero que debe contemplar que se encuentra embebida en un muro de contención de concreto ciclópeo de 100 cm de espesor.

También está el caso de las columnas circulares C7, que cuatro columnas superan el 100% de la capacidad de momento para las combinaciones que contienen sismo, llegando a valores de hasta 320% de la capacidad de la columna y un valor de momento último de 6900 kgf-m.

Para el caso de las vigas se revisaron los momentos y los cortantes, de las fuerzas más críticas que deben resistir. Las gráficas siguen el mismo mecanismo que para las columnas. Se van a destacar los casos más importantes de porcentajes máximos.

Los mayores valores de porcentaje de cortante se encuentran para la viga V7 que es la viga corona en el muro de contención, esta trabaja a un 88% del 50% de la capacidad de cortante del concreto para una fuerza de 3100 kgf generada por la combinación 6-2.

La viga V5 trabaja a un 78% del 50% de la capacidad de cortante del concreto para una fuerza de 4600 kgf generada por la combinación 6-2, esta viga corresponde a una viga longitudinal externa en la estructura.

En el caso del momento, la viga corona del muro de contención, la V2 reporta un 118% en el caso de una de ellas pero esta se encuentra apoyada en toda su longitud por el muro de contención. El momento que ocasiona ese porcentaje es de 1300 kgf-m generados por la combinación 6-2.

La viga V5 trabaja a un 90% de su capacidad de momento debido a una fuerza de 3200 kgf-m generadas por la combinación 6-2.

De las vigas estos son los elementos a destacar ya que las demás tienen un comportamiento que no supera ni el 50% de la capacidad a cortante del concreto ni la capacidad del momento.

## Elementos de acero de la estructura de techo

Las gráficas 37 y 38 contienen la revisión de todos los elementos de tipo angular de 5 cm x 5 cm x 6.35 mm, este elemento como se puede apreciar en la lámina 3 de los planos ubicados en el apéndice, representa los elementos internos de las cerchas metálicas de la estructura de techo.

La gráfica 37 manifiesta que el máximo porcentaje de la capacidad total a compresión del angular que trabaja, es de 36%, generado por una carga de compresión axial de 2200 kgf debido a la combinación 6-2. Para el caso de la gráfica 38, se llega a un 35% de la capacidad a tensión por un esfuerzo de 2100 kgf generado por la combinación 6-2.

Las gráficas 39 y 40 contienen la revisión del angular 7.5cm x 7.5 cm x 6.35mm que corresponde al elemento de acero que se hizo el supuesto, que corresponde a los elementos que forman la cúpula. Esto en base al estudio de las fotografías antiguas.

En la gráfica 39 se observa que el angular trabaja solo a 17% de su capacidad a compresión, que corresponde a una fuerza axial de 2350 kgf debido a la combinación con sismo 6-3-1.

Para el caso de la tensión se llega a cerca del 30% de la capacidad del elemento generado por la combinación de sismo 6-4-1 que corresponde a unos 2150 kgf.

Las gráficas 41 y 42 contienen los datos del angular doble compuesto por dos angulares 7.5 cm x 7.5 cm x 6.35mm. Este elemento es utilizado como cuerda superior e inferior para las cerchas de la estructura de techo.

En el caso de la gráfica 41 el elemento trabaja a un 18% de su capacidad a compresión generado por una fuerza de 5400 kgf de la combinación 6-3-2.

En el caso de la tensión, la gráfica 42 detalla que se llega a cerca del 50% de la capacidad del elemento con una fuerza de 8000 kgf debido a la combinación 6-4-2.

## Verificación de columna corta

La columna C8 compuesta de cuatro angulares de 7.5 cm x 7.5 cm con espesor de 6.35 mm es importante de analizar ya que tiene



una gran diferencia en la rigidez que la parte inferior que se cataloga como C7 que es de concreto de 0.46 m de diámetro.

La gráfica 43 muestra que desde el punto de vista del análisis de interacción de esta columna corta se llega a un máximo del 16% del límite de la interacción, por lo que no habría ningún problema con esta columna. Pero al hacer un cálculo de las fuerzas que se generan en base a los desplazamientos de los puntos superior e inferior de esa columna, la tabla muestra fuerzas cortantes superiores a los 80000 kgf que excede bastante la capacidad calculada de 24039 kgf a cortante y para el momento se tienen valores de fuerza que superan los 40400 kgf-m que supera excesivamente la capacidad estimada de 1643 kgf, lo cual hace de esta columna corta un elemento susceptible de esfuerzos indeseables.

## Propuesta de reforzamiento

La figura 69 muestra la propuesta de reforzamiento de la estructura de techo, que se puede encontrar en detalle en los planos adjuntos en el apéndice 7 en su lámina 4/5. De acuerdo al análisis de modos de oscilación es la más vulnerable al movimiento por un sismo y que si se revisa la sección de verificación de elementos *shell*, se puede observar el efecto de la estructura de techo sobre los muros del colegio, como se ve en la figura 75. Se plantea la colocación de tubos de 100 mm x 100 mm x 2.38 mm en las caras internas de los muros longitudinales externos e internos del edificio.

En la figura 70 se ve un detalle más cercano del refuerzo planteado, se destaca que donde se interseca este reforzamiento con las paredes transversales se debe de crear una unión para brindar arriostriamiento a estas paredes. También se destaca que se completan los tensores del techo ya que estaban colocados de manera muy irregular y ahora se deja máximo un espacio de la cercha sin tensores.

También se coloca un tubo de 100 mm x 100 mm x 2.38 mm de centro a centro de cercha ya que actualmente no hay un elemento metálico para ese fin y son las piezas de madera del cielo las que están cumpliendo esa función.

Cómo se había observado previamente en la gráfica 22, hay columnas circulares que incumplen y son especialmente cuatro en la zona noroeste del edificio donde las paredes transversales son livianas y no de concreto

reforzado. Para estas columnas se propone el reforzamiento de la figura 71 que consta de picar 10 cm de la columna actual para injertar con epóxico 8 varillas #6 con aros de #3 a cada 15 cm y hacer un anclaje apropiado de estas varillas en la parte superior de la columna. Además para evitar el efecto de columna corta anotado anteriormente, se debe de continuar la columna hasta cubrir el metro de columna metálica.

Para las demás columnas se plantea el detalle de la figura 72 donde se arriestra a la columna corta con tubos metálicos que se fijan a placas ancladas al concreto de la columna.

Para restituir las características mecánicas de los muros que se encuentran actualmente agrietados, se plantea el colar una sobre-losa de 5 cm de espesor y esta reforzada con una malla electro-soldada #2 anclada a la pared existente, como en el detalle de la figura 73.

## Elementos del modelo reforzado

Al reforzar el modelo se muestra que para el caso de las columnas C7 del segundo nivel, el porcentaje de esfuerzo en el caso de la compresión bajó de un 320% de la capacidad de la columna a un 190%, por lo que de igual forma se propone un reforzamiento para soportar los momentos, el detalle se puede observar en la Figura 71.

Para el caso del reforzamiento de la estructura metálica de techo, se utiliza tubo de 10 cm x 10 cm x 2.38 mm. Las gráficas 45 y 46 contienen la revisión de la capacidad de compresión y tensión de estos elementos.

En la gráfica 45 se aprecia que de la capacidad a compresión el tubo sólo trabaja a un 5.6% que corresponde a 780 kgf.

En la gráfica 46 se observa que el tubo trabaja a un 40% de su capacidad a tensión correspondiente a un esfuerzo de 5800 kgf ocasionado por la combinación 6-4-2.

## Verificación de elementos Shell de paredes

Las figuras de este apartado contienen de manera gráfica la magnitud y distribución de esfuerzos en las paredes del CSLG.

En las figura 75 se observa que el efecto del sismo sobre la cerchas genera concentraciones de esfuerzos que se ven en tonos amarillos y naranjas que oscilan desde los 15 kg/cm<sup>2</sup> a los 24 kg/cm<sup>2</sup>. Y se marca un punto en particular que puede llegar a alcanzar los 27 kg/cm<sup>2</sup> que superan la capacidad del concreto 210 kg/cm<sup>2</sup> a tensión que sería del 10%, unos 21 kg/cm<sup>2</sup> que se toma de manera conservadora con esa resistencia.

Ya en la figura 76 se nota la diferencia con el refuerzo, ya que desaparecen los tonos amarillos de las concentraciones de esfuerzo generados por las cerchas y se manifiesta en el cambio de la escala también, que para el caso de amarillo en el modelo reforzado equivale a unos 18 kg/cm<sup>2</sup> al inicio del amarillo mientras que en el modelo sin reforzar equivale a unos 21 kg/cm<sup>2</sup>.

El punto esquinero pasó de unos 27 kg/cm<sup>2</sup> a unos 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Las figuras 77 y 78 representan el efecto del sismo Y en las paredes transversales del lado este del edificio, claramente se aprecia que en la opción sin reforzar se observan esfuerzos del orden de unos 25 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en la opción con el reforzamiento se pasa a unos 19 kg/cm<sup>2</sup>.

En las figuras 79 y 80, para el caso del efecto del sismo Y en las paredes internas del lado norte, las que dan a la plaza central del CSLG, estas pasan de valores de 21 kg/cm<sup>2</sup> ocasionados por las concentraciones de esfuerzo de las cerchas a valores de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Las figuras 81 y 82 que representan el lado sur del edificio, aunque se trate de esfuerzos no muy altos del orden de 15 kg/cm<sup>2</sup> en la opción sin reforzar, estas concentraciones prácticamente desaparecen en la figura 53 de la opción reforzada que muestra unos valores máximos del orden de 8 kg/cm<sup>2</sup>.

En el caso de las figuras 83 y 84 que representan del lado norte pero los esfuerzos en la dirección S22 del sismo Y. Aunque se vean similares, la magnitud de los esfuerzo se redujo y queda evidenciado en el valor de las escalas. Para la opción sin reforzar en la figura 83 la escala amarilla representa unos 30 kg/cm<sup>2</sup>, en la figura 84 de la opción reforzada el amarillo representa unos 16 kg/cm<sup>2</sup>.

En las figuras 85 y 86, para el caso del efecto del sismo en dirección X sobre el lado este del edificio las concentraciones causadas por las cerchas son evidentes en la opción sin reforzar y

superan en algunos puntos los 21 kg/cm<sup>2</sup> que se estableció como límite. En la figura 86 se evidencia el impacto positivo del reforzamiento al desaparecer la mayoría de las concentraciones y la que se observa no supera los 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Las figuras 87 y 88 muestran el efecto del sismo X sobre las paredes transversales del lado sur. En el caso del modelo sin reforzamiento hay tres paredes que rondan los 22 kg/cm<sup>2</sup> y una que tiene un valor de 25 kg/cm<sup>2</sup> mientras con el reforzamiento la concentración de esfuerzos desaparece en gran medida.

En la figura 89 y 90 se evidencia el impacto del sismo en dirección X sobre la cara oeste del edificio del CSLG, en la figura 60 se observa al menos un punto que supera los 21 kg/cm<sup>2</sup>, en la figura 90 del modelo reforzado, esta concentración desaparece y el máximo esfuerzo reportado ronda los 15 kg/cm<sup>2</sup>.

La figuras 91 y 92 destacan el efecto del reforzamiento en las paredes de la cúpula, se pasa de tener una concentración de esfuerzos superior a los 20 kg/cm<sup>2</sup> a un valor inferior a los 6 kg/cm<sup>2</sup> en la figura 92.

## Derivas y desplazamientos en el modelo

El cuadro 16 representa las derivas y desplazamientos del modelo sin reforzamiento por cada sector del edificio del CSLG. El punto a destacar es que para el caso de la revisión del límite superior de la razón de deriva elástica en la zona norte, se supera el límite de 0.0125 que establece el CSCR 2010 para edificios tipo dual y que se clasifiquen como tipo C.

En el cuadro 17 se aprecia que este punto cumple con el límite establecido por el código.

El cuadro 18 expresa de manera porcentual las diferencias en los límites superiores de la razón de la deriva elástica para los dos niveles de la edificación. En el caso del primero nivel hay aumentos de hasta un 77%, el negativo manifiesta un cambio desfavorable, pero es principalmente por solo reforzar la parte superior de la edificación.

Para el segundo nivel tenemos una mejora del 64.48% en el sector oeste y más importante aún una mejora del 44.71% en el sector norte que en la propuesta sin reforzar incumple el límite establecido por el CSCR10.

## **Panorama ante un evento sísmico**

De acuerdo a la información obtenida del modelo y la inspección visual de la estructura, se estiman las zonas de mayor riesgo y las zonas más seguras ante el evento sísmico.

El primer nivel del edificio se considera que no va a sufrir daños estructurales de importancia ya que este tiene una gran rigidez y masa, y por ello el efecto del sismo no logra generarle efectos de consideración.

Las áreas de mayor riesgo se encuentran en el segundo nivel, ya que esta si se ve afectada por el sismo y actualmente tiene daños estructurales visibles, los cuales se comentó en una sección anterior del presente informe.

La zona más vulnerable del segundo piso se encuentra en el sector norte y en especial en el área resaltada en la figura 93 y las columnas resaltadas de la figura 93. Se esperan agrietamientos mayores con posible desprendimiento del concreto, pero no hay colapso ya que entra a trabajar el acero de la estructura de canales que le ofrece ductilidad a las paredes.

En los sectores sur y este se esperan agrietamientos considerables de las paredes longitudinales y algunas paredes transversales que el modelo señala con concentraciones altas de esfuerzo.

En el sector oeste se espera grietas considerables en las paredes de la cúpula y las paredes longitudinales que dan a la plaza, estas concentraciones se aprecian en la figura 95. En las paredes longitudinales exteriores se esperan agrietamientos menores ya que el modelo no muestra concentraciones excesivas.

## **Presupuesto de la propuesta de reforzamiento**

El cuadro 19 contiene un presupuesto general de la obra que detalle el monto de mano de obra así como el monto de los materiales a utilizar. Este contempla tres puntos medulares, primero el reforzamiento de la estructura de techo con la viga americana en posición horizontal, este rubro contempla la limpieza de las áreas donde se va a soldar el tubo, la colocación de las placas metálicas para soldar el tubo y la pintura

anticorrosiva. Esto para un valor de 23 millones de colones.

El reforzamiento de paredes se hizo tomando en cuenta que se va a reforzar de esta manera el 50% del área de las paredes pero puede llegar a ser un número mayor, el cálculo del área de paredes se encuentra en el apéndice 1 de cálculos varios. Este rubro toma en cuenta el quitar el repello existente, colocar la malla electro-soldada con anclajes para después colar una sobre-losa de 5 cm de espesor, se considera para efectos del presupuesto que se hace con formaleta de madera pero puede variar de acuerdo al método constructivo finalmente usado. Este rubro también cuenta el repellar y pintar la pared hasta dejarla en su estado nuevo.

Es el mayor rubro con 82 millones de colones.

El caso del reforzamiento de las columnas cortas de acero, por no necesitarse una cantidad excesiva de material el rubro es de 3.7 millones de colones. Contempla el reforzamiento con concreto reforzado de 4 columnas y el arriostre con tubos del resto de columnas.

Se considera un 10% de imprevistos por tratarse de un proyecto de reforzamiento de una estructura patrimonial y un 50% que incluye planos, trámites e incluso del caso de la reparación de cielos por concepto de la colocación del reforzamiento de tubos en la estructura de techo.

El presupuesto totaliza unos 190 millones de colones.



# Conclusiones

Luego de haber realizado los análisis respectivos y estudiado los resultados obtenidos, se pueden citar las siguientes conclusiones con referencia al estudio de vulnerabilidad sísmica, de que capacidad de elementos que conforman el colegio de San Luis Gonzaga y la propuesta de reforzamiento.

1. No se logran encontrar daños estructurales que tengan como fuente asentamientos o falta de capacidad de soporte del suelo, ya que se tiene una buena capacidad de soporte respaldada por los ensayos de SPT.
2. El primer nivel o nivel de sótano del colegio, no presenta daños estructurales de consideración.
3. Las técnicas empleadas de concreto reforzado de la época y códigos, muestran defectos que son inaceptables para nuestra época pero que no representan una vulnerabilidad sísmica de la estructura.
4. La losa aunque no tenga anclajes de acero en todos los puntos con las vigas de entrepiso, no hay riesgo de afectación del sismo porque tendría que superarse el coeficiente de fricción concreto-concreto de 0.6 y el coeficiente sísmico es inferior.
5. Los repellos que cubren a muchos miembros estructurales sobrepasan los 3 cm, lo cual es excesivo si no se cuenta con una malla o algún elemento que limite los agrietamientos y asegure la unión.
6. El segundo nivel es el que posee la mayor cantidad de daños estructurales que se manifiestan como agrietamientos considerables en columnas y paredes.
7. Las estructuras de acero tienen técnicas de diseño y construcción más aceptables para los estándares actuales pero en el tema de tensores, la estructura de techo presenta carencia de ellos.
8. El modelo realizado con el SAP2000 constituye una aproximación del comportamiento de la estructura, pero jamás la va a representar de manera exacta.
9. El modelo da valores aceptables ya que la revisión los valores de presión de suelo de  $2889 \text{ kg/m}^2$  para la carga permanente de  $475 \text{ kg/m}^2$  para la carga temporal, son valores normales. Lo que indica que las cargas colocadas están bien y no hay números desproporcionados.
10. A pesar que se analizaron 100 modos de oscilación, la estructura no alcanza periodo fundamental ya que en el primero sólo el 1% de la masa del edificio se excita y para el modo 100 solo el 12%. Por lo que edificio no llegará nunca a resonar con el sismo. Además el cálculo del coeficiente sísmico real da valores de 0.0287 en la dirección X y de 0.0291 en dirección Y lo que pone en manifiesto la poca masa acelerada por el sismo severo.
11. Los primeros 30 modos de oscilación de la estructura revelan que la estructura de techo es la más vulnerable al sismo, esto tomando en cuenta la estructura de acero la cúpula ubicada en el sector oeste.
12. Las columnas de concreto reforzado en la mayoría de los casos cumplen con los criterios de resistencia de carga axial, momento y cortante. Con la excepción de cuatro columnas C7 que deben ser reforzadas ya que están en una zona del edificio que carece de paredes transversales de concreto y se generan momentos de gran magnitud.

13. Las viga de concreto reforzado cumplen con los criterios de resistencia a cortante y compresión de acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica 2010.
14. Los elementos de acero de las cerchas cumplen en resistir los esfuerzos de tensión y compresión generados por el sismo severo.
15. Los elementos de acero supuestos que componen la cúpula no exceden su resistencia para ninguna de las combinaciones del Código Sísmico de Costa Rica 2010.
16. La propuesta de reforzamiento busca aumentar la rigidez en el segundo nivel y también retornar las condiciones iniciales del material para lograr una vida útil mayor en la estructura patrimonial
17. El grado de intervención necesaria en la estructura contempla en su segundo nivel, remover los repellos de las zonas más afectadas y colocar una sobre-losa con una malla electro-soldada como reforzamiento.
18. El tubo de acero 10 cm x 10 cm x 2.38 mm, propuesto para reforzar la estructura de techo, cumple de manera satisfactoria el resistir los esfuerzos, llegando a un máximo del 40% de su capacidad para el caso de tensión y un 5.6% de su capacidad a compresión.
19. Aunque el tubo de acero trabaje a menos de la mitad de la capacidad, este se utiliza ya que el aporte principal es en término de rigidez para la estructura y no de resistencia del elemento.
20. La revisión los elementos *shell* de los muros deja en evidencia la concentración de esfuerzos que ejercen las cerchas sobre los muros al no tenerse un comportamiento satisfactorio del tipo marco.
21. El reforzamiento muestra en el modelo la reducción de las concentraciones en los esfuerzos generados por las cerchas, tanto en muros transversales como longitudinales. Estas mejoras en reducción de esfuerzos son del 46% en algunos puntos.
22. En el estado actual el sector norte en el punto donde las paredes son livianas, incumple el límite de 0.0125 para la razón de deriva elástica establecida por el Código Sísmico de Costa Rica.
23. Con el reforzamiento de la estructura de techo se disminuyen los desplazamientos en el segundo nivel, en algunos puntos hasta el 64%.
24. En el caso de un sismo severo el primer nivel es un lugar seguro ya que este no se ve afectado en gran medida por las fuerzas sísmicas generadas, sus componentes estructurales primordialmente de concreto reforzado, resisten con holgura los esfuerzos causados por las combinaciones de carga con y sin el sismo.
25. Ante un evento de sismo severo se esperan que haya agrietamientos considerables en paredes y columnas del segundo nivel con énfasis en la zona norte, pero no se espera el colapso de la estructura ya que el armazón interno de canales de acero le aporta ductilidad.
26. Se estima un presupuesto aproximado a los 200 millones de colones, tomando en cuenta que el proyecto se ejecute después de la remodelación prevista y se tenga que reparar todo elemento que se intervenga con sus respectivos acabados. Esto representa unos  $\$54,561/m^2$  de reforzamiento de la estructura.

# Recomendaciones

1. Se recomienda eliminar la corrosión en las estructuras metálicas existentes y pintar al menos con tres manos de pintura anticorrosiva.
2. Se deben chequear todas las uniones de placas y pernos en las cerchas, esto con el fin de reemplazar las placas deterioradas y pernos faltantes o muy deteriorados.
3. Hay que completar el estudio en la zona de cúpula, se necesita revisar el estado de todos los elementos metálicos que la componen y caracterizar estos elementos en caso de que la suposición de las secciones modeladas no fuera correcta, conviene rehacer el análisis de la cúpula con las secciones reales.
4. Se recomienda ejecutar el reforzamiento propuesto en el corto o mediano plazo, con el fin de salvaguardar la integridad del edificio y que no se pierda parte de la inversión de la remodelación.
5. Se recomienda ejecutar la tercera fase de este proyecto que contemple el enfoque más profesional del trabajo, con sus respectivos planos de reforzamiento aprobados y trámites realizados por un profesional inscrito en el CFIA.
6. Se debe investigar la causa de un asentamiento en la zona del patio central, que como no es un elemento estructural sismo-resistente, se deja por fuera del presente documento. Pero es recomendable chequear las causas de dicho asentamiento.





# Apéndices

## **Apéndice 1:**

Cálculos Varios

## **Apéndice 2:**

Figuras del Modelo Estructural

## **Apéndice 3:**

Modos de Oscilación de la Estructura

## **Apéndice 4:**

Tablas de Revisión de Columnas

## **Apéndice 5:**

Tablas de Revisión de Vigas

## **Apéndice 6:**

Tablas de Revisión de Elementos de Acero

## **Apéndice 7:**

Planos Estructurales

## **Apéndice 8:**

Presupuesto Detallado



# Anexos

## **Anexo 1:**

Fotografías Antiguas

## **Anexo 2:**

Pruebas de Laboratorio



# Referencias

Patrimonial, especificaciones técnicas. Setiembre 2010

Chinchilla Solis, E., Rivera Meneses, D. y Sojo Ramírez, J. (2011) Estudio Preliminar de la Vulnerabilidad Sísmica del Colegio San Luis Gonzaga. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Escuela de Ingeniería en Construcción

Sitio web oficial del San Luis Gonzaga. <http://colegiosanluisgonzaga.ed.cr/> Consultado: 3 noviembre, 2012.

González, O & Fernández, F. Aspectos Fundamentales de concreto reforzado. 3d edición. Editorial Limusa.

American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Comentary. 1 edition, 2008.

Hoffman, E & Gouwens A. Structural Design Guide to the AISC (LRFD) specification for buildings. 2d edition.1993, ISBN.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. Código Sísmico de Costa Rica 2010. 1 edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotecnia, Código de Cimentaciones de Costa Rica. 1ra edición. 2009.

Rojas, Gustavo; Estructuras de Acero. Diseño de elementos de acero, por el método LRFD – 1 parte-. Febrero 2006.

McCormac, Jack; Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD. Editorial Alfa y Omega, 1989.

Tapia, Marco; Presentaciones del Curso de Suelos II. Primer Semestre 2010.

Ministerio de Cultura y Juventud; Colegio San Luis Gonzaga. Propuesta de Intervención Edificio