

MEMORIA DESCRIPTIVA ESTADO ACTUAL
INGENIERIA ESTRUCTURAL

PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE REHABILITACIÓN
“PAZMIÑO (LOCAL KFC PLAZA SAN FRANCISCO)”

PARROQUIA CENTRO HISTÓRICO
CALLES BENALCÁZAR Y SUCRE

PREDIO No.67772

Noviembre 2022

Contenido

1.	ANTECEDENTES	3
2.	OBJETIVO.....	3
3.	CÓDIGOS Y NORMATIVAS	3
4.	UBICACIÓN	3
5.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA EDIFICACIÓN	4
5.1.	ESTADO ESTRUCTURAL ACTUAL.....	5
5.1.1.	Cimentación.....	6
5.1.2.	Muros portantes.....	7
5.1.3.	Columnas	9
5.1.4.	Entrepisos.....	10
5.1.5.	Vigas	11
5.1.6.	Losas Planas	13
5.1.7.	Escaleras.....	13
5.1.8.	Cubiertas	15
5.2.	SISTEMA RESISTENTE A CARGAS VERTICALES	16
5.3.	SISTEMA RESISTENTE A CARGAS SÍSMICAS	17
5.4.	SISTEMAS DE PISO	18
6.	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN .	18
7.	CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD	21
7.1.	SISMICA LOCAL Y RIESGO SISMICO.....	23
8.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	24
8.1.	MATERIALES.....	25
8.2.	CARGAS MUERTAS DEBIDAS A PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.	25
8.3.	SOBRECARGAS.....	26
8.4.	CARGA SÍSMICA REACTIVA W	26
8.5.	ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO	26
8.6.	REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	27
8.7.	CONSIDERACIONES DE CARGAS	27
8.8.	COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITES DE FALLA (NEC).....	27
8.9.	EVIDENCIAS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	28
	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	29
	DERIVAS DE PISO	29
9.	CONCLUSIONES.....	37

1. ANTECEDENTES

Acorde con el marco de las ordenanzas del Distrito Metropolitano de Quito, de proteger y restaurar los bienes patrimoniales y que se encuentran en áreas históricas de la ciudad, los propietarios del inmueble deciden realizar el proyecto de rehabilitación "PAZMIÑO (LOCAL KFC PLAZA SAN FRANCISCO)".

Con base a los lineamientos establecidos para la aprobación de proyectos de rehabilitación en predios patrimoniales, se desarrolla la presente memoria descriptiva estructural para el predio N° 67772, clave catastral N° 4000112013, ubicado entre las calles Sucre y Benalcázar, barrio González Suarez, parroquia Centro Histórico, propiedad de PAZMIÑO CEVALLOS PATRICIO XAVIER Y OTROS, con la finalidad de proceder a la aprobación correspondiente por parte de la Comisión de Áreas Históricas y Patrimonio.

2. OBJETIVO

- ✓ Realizar una descripción global de la estructura y/o estructuras que conforman el inmueble.
- ✓ Realizar una inspección visual de los elementos estructurales, tales como: columnas, vigas, losas, entresijos, muros, diafragmas, arcos, gradas, paredes, ductos, ascensores, etc. Además identificar patologías (deformaciones, desprendimientos, socavación, fisuras, hongos, etc.).
- ✓ Determinar la resistencia a la compresión del hormigón de los elementos estructurales.

3. CÓDIGOS Y NORMATIVAS

- Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015.
- Hormigón Armado A.C.I. 318-14.
- Ordenanza Metropolitana No. 001 (Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito, vigente a la fecha).

4. UBICACIÓN

El inmueble referente al presente estudio se ubica en predio N° 67772 con clave catastral N° 4000112013, está ubicado entre las calles Sucre y Benalcázar, barrio González Suarez, parroquia Centro Histórico, de la ciudad de Quito, de acuerdo

accesible que se asume fue intervenido años anteriores al levantamiento de las fichas de inventario.

El uso del edificio es mixto, comercial y oficinas en planta baja y en las plantas superiores, la tendencia del sector tiene uso eminentemente comercial (de diversa escala, naturaleza y perfil) o de servicios relacionados a la salud; las condiciones de habitabilidad que la edificación presenta son adecuadas y tanto el uso comercial y oficinas está dirigido a estratos económicos medios y medio-altos.



Figura N° 2 Fachada frontal Calle Benalcázar.



Figura N° 3 Fachada frontal Calle Sucre.

5.1. ESTADO ESTRUCTURAL ACTUAL

En su gran mayoría su estructura se conforma con muros portantes de adobe/tapial, ladrillo, zócalos de piedra, uniéndose de manera perpendicular

entre ellos, formando estructuras tipo cajón arriostrados por los entrepisos y sistema de cubiertas, existen columnas de piedra que conforman el patio central en planta baja y columnas de madera en la planta alta, los entrepisos son en su gran mayoría de vigas de madera con medias duelas, las cubiertas son con celosías de madera y tejas de barro cocido. Las mamposterías son mixtas entre adobe, ladrillo y gypsum.

En algunos sectores se visualiza elementos estructurales de hormigón armado (bloque posterior adosado con lindero Norte) como columnas, vigas, las escaleras son de madera y de hormigón. Los pisos en planta baja en el patio y galerías son de piedra con adornos de huesos y en los locales pisos de madera, en el segundo piso se tiene en su gran mayoría entrepisos de madera.

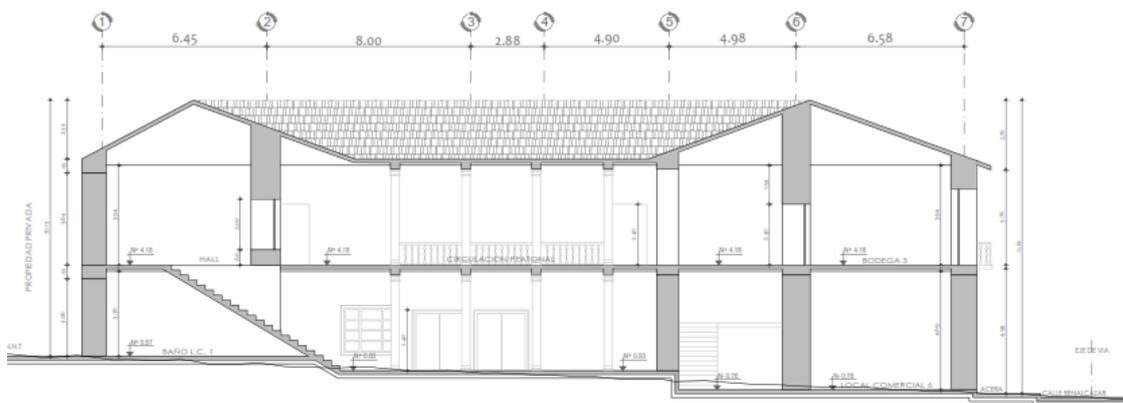


Figura N° 4 Tipología constructiva de la edificación

5.1.1. Cimentación

El tipo, dimensiones y estado de las cimentaciones para este nivel de estudio son un poco complicados realizarlo, debido a que se tendría que realizar un estudio de suelos minucioso, pero por la tipología constructiva, año de construcción, y demás, se puede deducir que las cimentaciones son corridas a lo largo de todos los muros portantes, tanto longitudinales como perpendiculares. De la inspección visual, todas las cimentaciones, zócalos de piedra y arranque de muros, se mantienen en perfectas condiciones y desempeñan perfectamente su función.

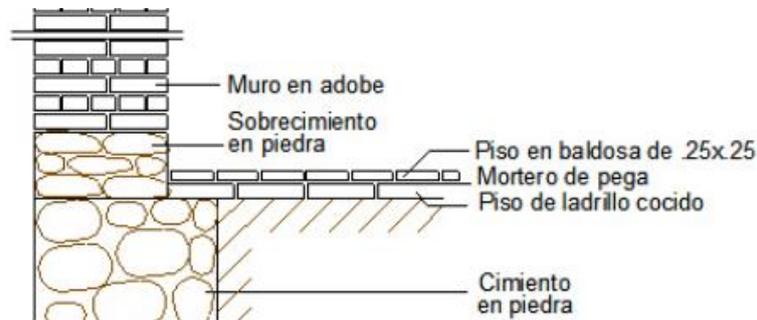


Figura N° 5 Esquema de cimentación de piedra



Figura N° 6 levantamiento arquitectónico Planta baja

5.1.2. Muros portantes

Todos los muros portantes ya sean perimetrales o interiores de arrostramiento visualmente se ven bien compactos y rígidos, ya que no se visualizan fisuras o grietas o asentamientos. Las dimensiones de estos muros son considerables y varían desde 1.20 m de ancho hasta 0.80 m. Todos están cumpliendo muy bien para el trabajo que fueron construidos a continuación se presenta un esquema tipo de este muro.

El sistema resistente a carga vertical y sismo neto se compone de los muros antes citados, cuyo material predominante es el adobe, son paralelos y están separados por muros transversales. El buen comportamiento, normalmente, depende exclusivamente de la unión entre ellos, esto es, impidiendo el movimiento relativo. En forma adicional a esta estructura descrita se tienen corredores que funcionan únicamente a carga vertical (entrepiso simplemente apoyado en los muros longitudinales y en columnas que no resisten cargas laterales y se las considera articuladas, estas columnas pueden ser de madera o piedra). En las crujeías laterales, se tienen a los corredores con la cubierta que es la prolongación de las tijeras que se apoyan en los muros principales.

Como consecuencia, de la disposición de estas cuatro subestructuras, se ha conformado el patio rodeado por portales.

Adicional, la topografía obliga a que el inmueble se desarrolle en niveles por lo que se deduce que existen muros de contención de piedra y mortero para contener los aterrazados.

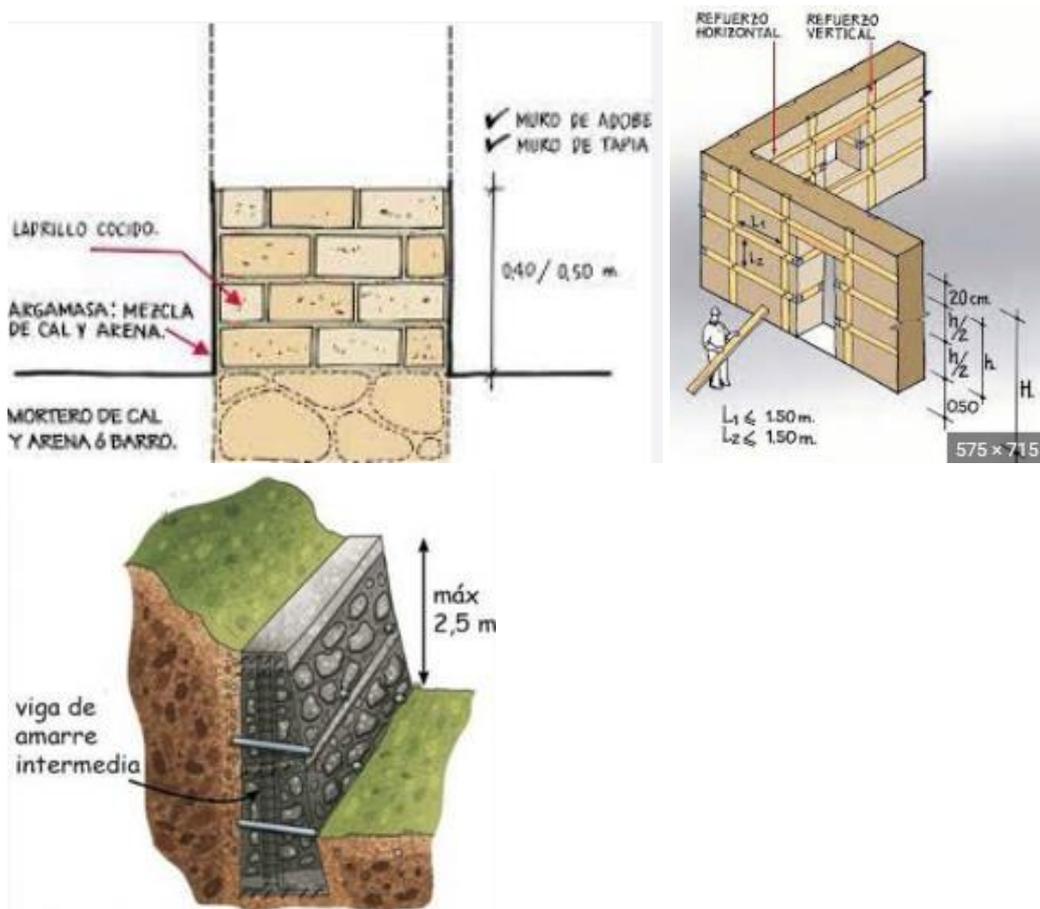


Figura N° 7 Esquema de muros portantes y de contención

En planta baja los espacios que forman los muros longitudinales y transversales, se hallan divisiones que forman los diferentes ambientes. Estas divisiones son de menor espesor y son de adobe y ladrillo en planta baja, y en planta alta son tabiques conformados por bastidores y diagonales de madera, rellenos de adobe y en también de ladrillo.

5.1.3. Columnas

Para la conformación de las galerías alrededor del patio central, se cuenta con columnas circulares de piedra en planta baja y columnas rectangulares de madera para las galerías de la segunda planta. Los diámetros aproximados de las columnas de piedra son de 0.70 m y las de madera de 0.40m



Figura N° 8 Esquema de columnas de y madera

En el bloque posterior denota la presencia de columnas de hormigón armado de varias secciones, las cuales arrancan desde la planta alta 1 hasta la terraza accesible.

Todos estos elementos se encuentran en perfectas condiciones, ya que no presentan ningún tipo de patologías, como fallas por esfuerzos de compresión y esfuerzos cortantes, ni de cualquier otro tipo.

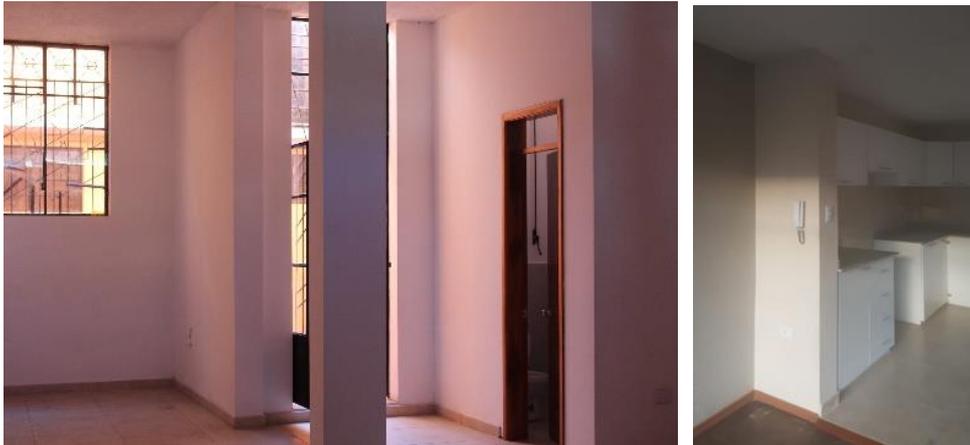


Figura N° 9 Columnas perimetrales e interna

5.1.4. Entrepisos

Los entrepisos tienen la estructura compuesta de vigas de madera, recubiertas con un entablado y con cielo raso inferior. Hay ciertas variaciones, especialmente en el patio central que están formados por viguetas de hormigón armado. Todos estos entrepisos están en buen estado. Las vigas son de madera colorado y tiene secciones aproximadas de 0.20 x 0.20 m, separadas a 0.80 m, una de otra.



Figura N° 10 Sistemas de entrepisos de madera

En el bloque posterior los sistemas de entrepiso se conforman por losas planas de hormigón armado que se apoyan lateralmente en los muros portantes y con apoyos intermedios a través de columnas.



Figura N° 11 Sistemas de entrepisos con losas planas de hormigón

5.1.5. Vigas

Las vigas entrepiso generalmente son elementos simplemente apoyados en los muros de adobe-ladrillo y trabajan a flexión.

Bajo la solicitación de las cargas de uso de los entrepisos, las dimensiones de las piezas para resistir las cargas vivas de uso, considerando parámetros de servicialidad para el usuario, permitiendo el estado tensional aceptable de equilibrio, son de 10 cm x 18 cm, colocadas cada 70cm, las mismas que se encuentran en perfecto estado.

Conforme al levantamiento se identificó que sobre las columnas que conforman el patio central se ha construido vigas de hormigón armado de apoyo de elementos de entrepiso que están simplemente apoyadas en los muros portantes.



Figura N° 12 Vigas de hormigón armado sobre columnas de piedra del patio central.

En el bloque posterior se visualiza la presencia de vigas embebidas en las losas planas y vigas peraltadas, todos estos elementos no presentan patologías.

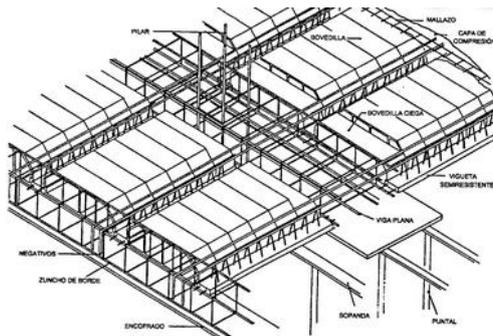


Figura N° 13 Esquemas Vigas banda y peraltadas

5.1.6. Losas Planas

Se consideran losas planas aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin necesidad de colocar vigas. Se estima que son losas alivianadas bidireccionales con nervios de 10 cm de ancho cada 40 cm de separación. Su espesor para todos los niveles es de 20 cm

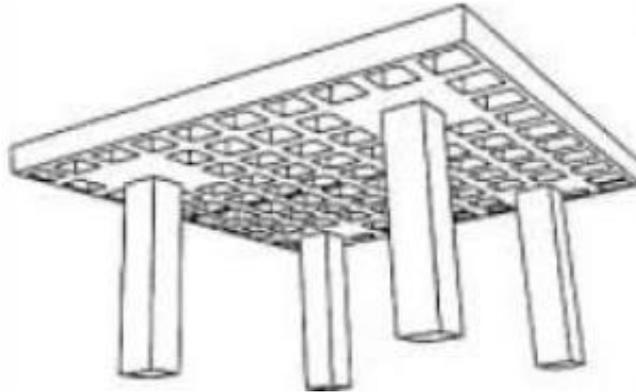


Figura N° 14 Esquema de losas planas

5.1.7. Escaleras

Existen varios tipos de escaleras en todo el inmueble, entre ellas tenemos escaleras tipo cajón desarrolladas con estructura de madera, que suben de planta baja a planta alta, adicional gradas en hormigón armado en el bloque posterior que ascienden hasta la segunda planta alta y existen gradas en estructura metálica que conectan la segunda planta alta con la terraza accesible

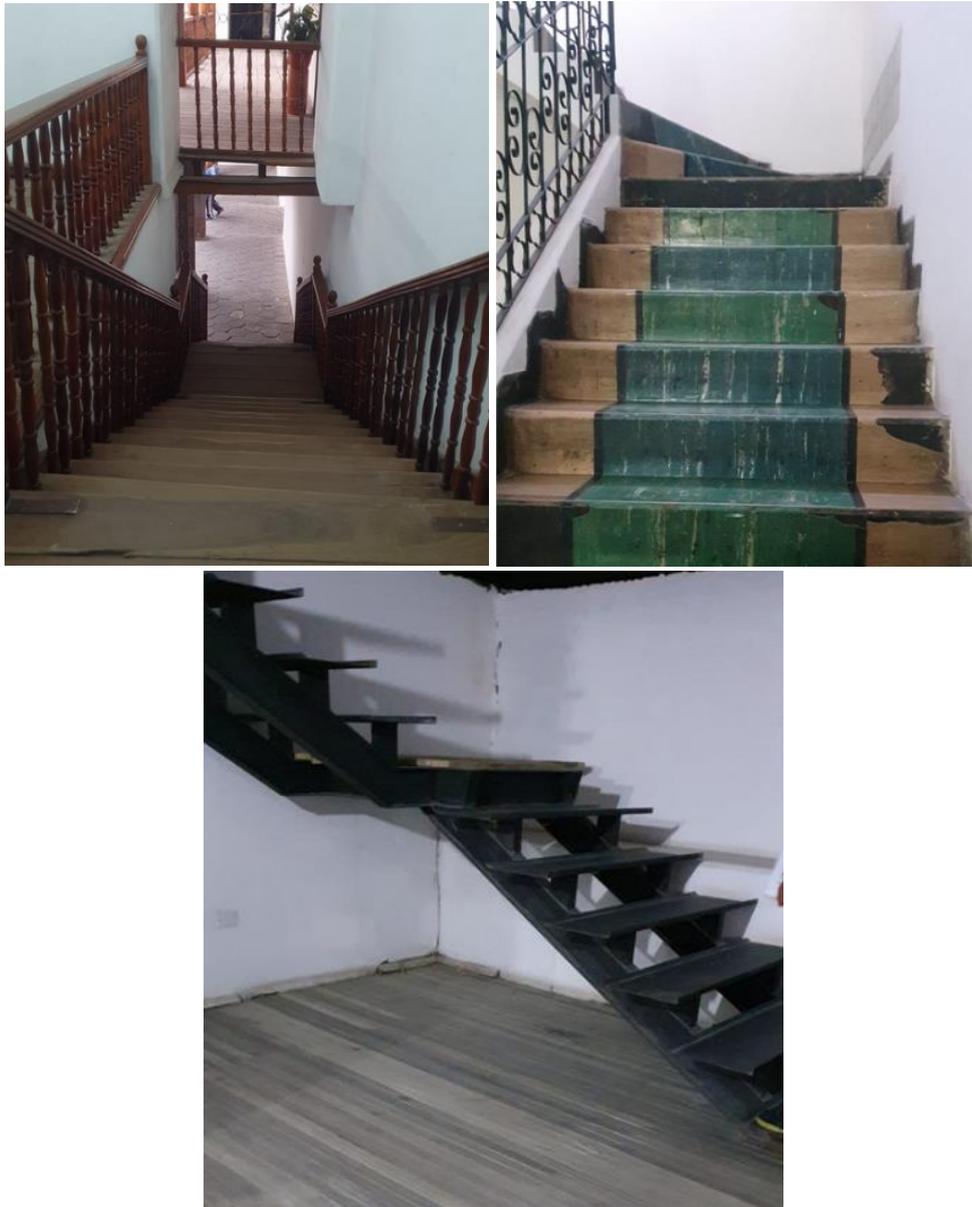


Figura N° 15 Tipos de Gradadas

Estas estructuras cumplen con los requerimientos mínimos de la norma vigente en la época de su construcción (Código ecuatoriano de la construcción), mismas que comparadas con la NEC-15, en cuanto a las irregularidades tanto en planta como en elevación no han variado, sin embargo, cabe señalar que los parámetros actuales para el cálculo sísmico son más exigentes.

A continuación se presenta el cuadro resumen de las dimensiones geométricas de los elementos estructurales.

5.1.8. Cubiertas

Todas las cubiertas son de madera y generalmente están conformadas por tirantes, pares, reyes y péndolas, sobre la cual se apoya la cubierta de teja.

De las inspecciones realizadas se observa que la edificación existente tiene cerchas de madera tipo celosía conformada por un rey, pendolones, pares y tirantes de madera redonda tipo rollizo; por lo cual el estudio y diseños tendrán un acabado, que garanticen una estética y adecuado complemento estructural, con todos los elementos estructurales propuestos y los de la edificación existente.

Cabe recalcar que las cubiertas se encuentran rehabilitadas garantizando la hermeticidad de las aguas lluvias, por lo cual no existe presencia de humedades en los elementos estructurales.

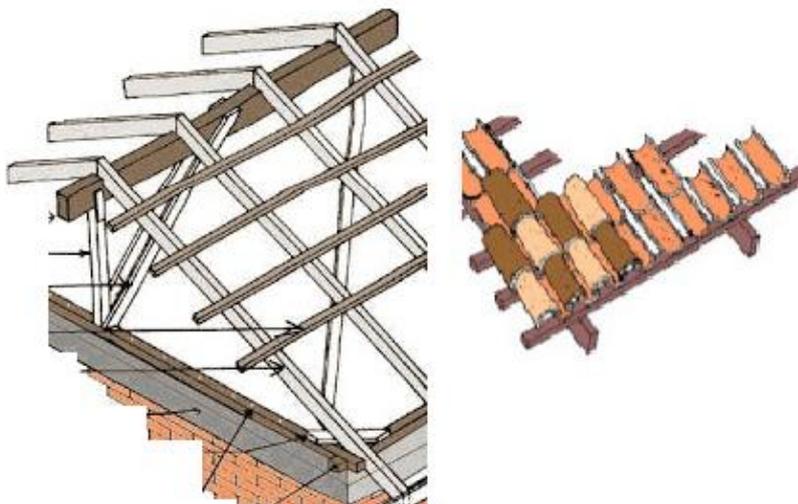


Figura N° 16 Detalle estructural cubiertas

5.2. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS VERTICALES

El sistema estructural resistente de cargas verticales es el conjunto de muros de adobe que además de soportar su peso propio, debe también soportar la cubierta. A esto lo complementan columnas de piedra y madera en torno al patio central de la planta alta la galería de la fachada principal y columnas de mampostería de ladrillo ubicadas en planta baja en torno al patio central y en la galería de ingreso en la fachada principal.

Las dimensiones de estos muros son considerables y varían desde 1.20 m de ancho hasta 0.80 m, las paredes longitudinales canalizan el peso de la cubierta, a su vez la forma de caja que conforman los muros cumple la función principal de arriostrar las paredes que le intersecan en su dirección perpendicular.

Las cubiertas se apoyan sobre las cabezas de muros las cuales cuentan con una cadena ó banda perimetral de hormigón armado llamada solera, generando una transferencia del adobe a tres filas de ladrillo las cuales eran la interconexión entre el hormigón y el adobe. Y además se constituirá en el amarre de los muros perimetrales de la edificación que necesita la edificación para limitar el desplazamiento, así como también de los muros perimetrales en torno al patio central.

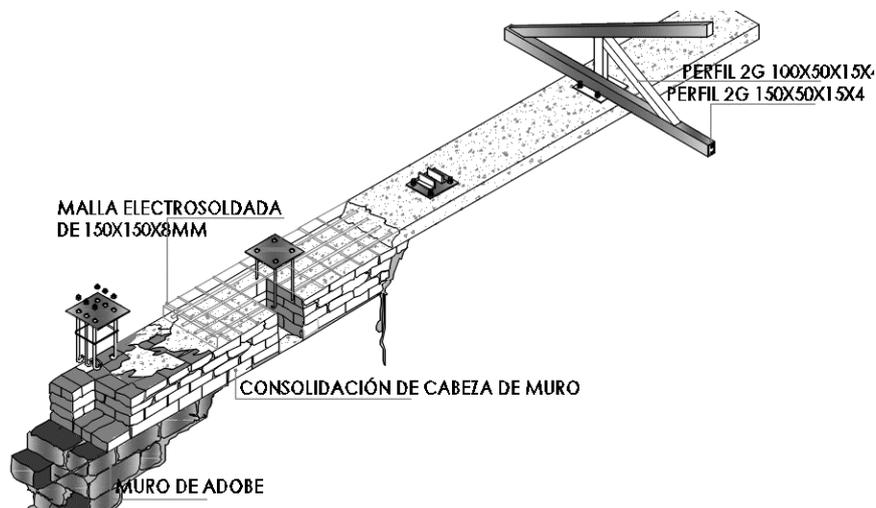


Figura N° 17 Detalle cabezas de muros

El sistema en su conjunto, tanto las cerchas como las cabezas de muro conformaran una estructura monolítica que permitirá mayor estabilidad frente al desplazamiento, distribución de carga hacia los muros y resistencia a los eventos sísmicos.

5.3. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS SÍSMICAS

El sistema estructural de este tipo de estructuras, ante carga sísmica posee un comportamiento similar al de una caja, donde las paredes paralelas al sismo son las que resisten el sismo, mientras que las perpendiculares a estas canalizan las fuerzas inerciales hacia las paralelas.

El primer requisito para que se facilite el comportamiento a manera de caja, es que cada pared pueda resistir suficientes fuerzas horizontales en su plano. En el presente caso, la mayoría de las paredes poseen suficiente resistencia ante fuerza horizontal en su plano, pues crean zonas verticales de rigidez,

El segundo requisito es que las intersecciones entre muros sean monolíticas y fuertes.

El tercer requisito es que debe existir un plano horizontal rígido a nivel de cubierta. De forma que las paredes perpendiculares al movimiento sísmico no tengan que resistir como sistema en cantiliver empotrado en el suelo, pues los muros resultan ser elementos muy esbeltos, sino que se apoyen en ese plano rígido, el cual es resistido por las paredes paralelas al sismo. En el presente caso esto se consigue con la viga solera así como las cerchas y sus elementos, generando un plano rígido en la base de las mismas de tal forma que las paredes longitudinales deban resistir por sí solas gran parte de la carga sísmica perpendicular a ellas, además que se consigue un buen desempeño bajando el peso de la cubierta frente a una acción sísmica.

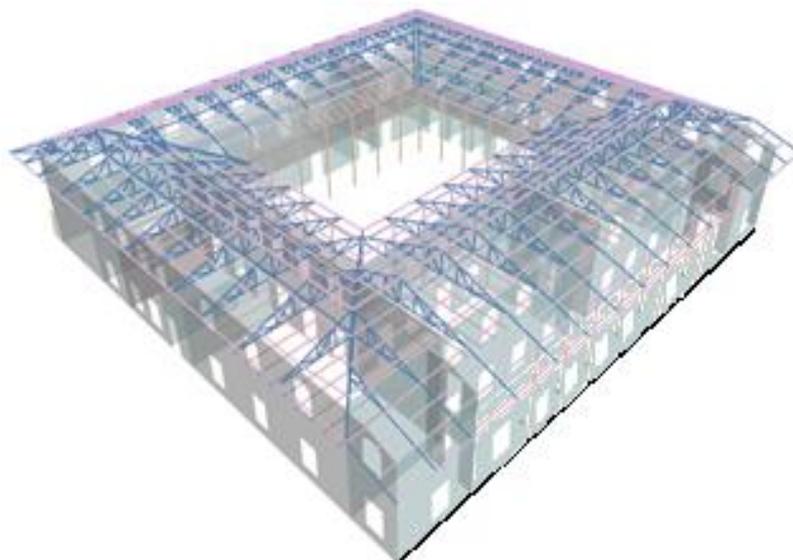


Figura N° 18 Configuración estructural

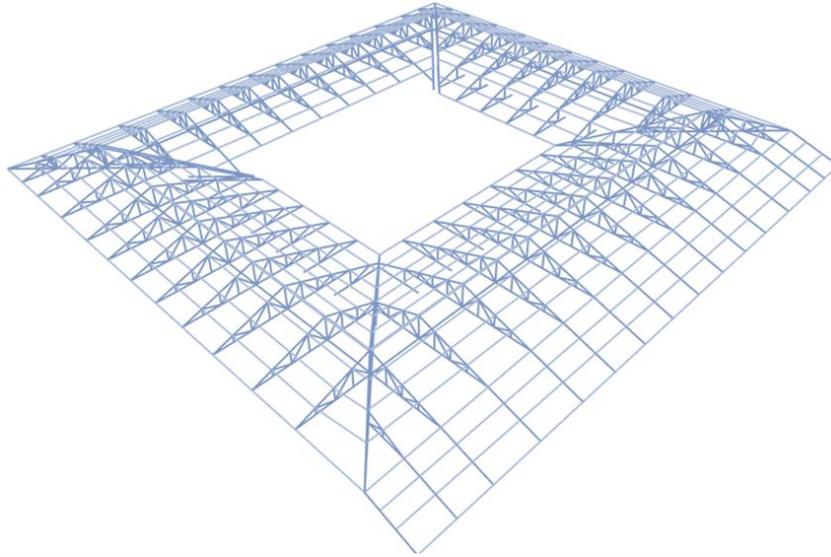


Figura N° 19 Sistema de cubierta

5.4. SISTEMAS DE PISO

El sistema de entrepiso está conformado por elementos estructurales de madera como vigas y medias duelas que se apoyan y en los muros portantes, en columnas y pilastras.

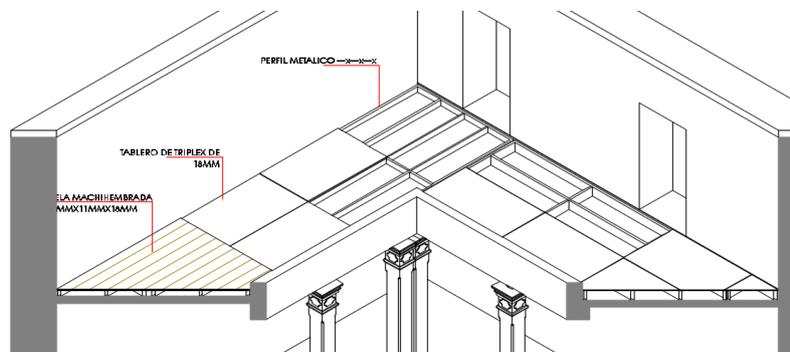


Figura N° 20 Sistema de entrepiso

6. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

Como parte de la evaluación detallada se realizaron varias mediciones no-destructivos con el equipo de ultrasonido James Instruments, V-C-400 para determinar la calidad del hormigón de los elementos estructurales, de acuerdo a la norma ASTM 597. Como resultado del ensayo, se obtiene la velocidad a la cual viaja, a través del hormigón, el pulso sónico emitido por el equipo. Este parámetro sirve para determinar varias propiedades del material, de manera

indirecta y a través de correlaciones de la literatura, entre las cuales se nombran: resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y Poisson.



Figura N° 21 Equipo de Ultrasonido

El siguiente cuadro de clasificación del hormigón según su velocidad ultrasónica ha sido tomado de los estudios de Malhotra (1985) realizados en Canadá:

Velocidad ultrasónica, v (m/s)	Clasificación del concreto
$V > 4\ 575$	Excelente
$4\ 575 > V > 3\ 660$	Bueno
$3\ 660 > V > 3\ 050$	Cuestionable
$3\ 050 > V > 2\ 135$	Pobre
$V < 2\ 135$	Muy pobre

Cuadro N° 1 Clasificación del hormigón según su velocidad

El equipo fue utilizado con éxito en la evaluación de los edificios en la ciudad de Bahía de Caráquez luego del terremoto del 16 de abril de 2016. En esos edificios, se realizó una comparación entre la resistencia medida de forma directa, a través de rotura de núcleos de hormigón, y la obtenida de forma indirecta a través de mediciones de pulso ultrasónico como los que se muestra anteriormente.

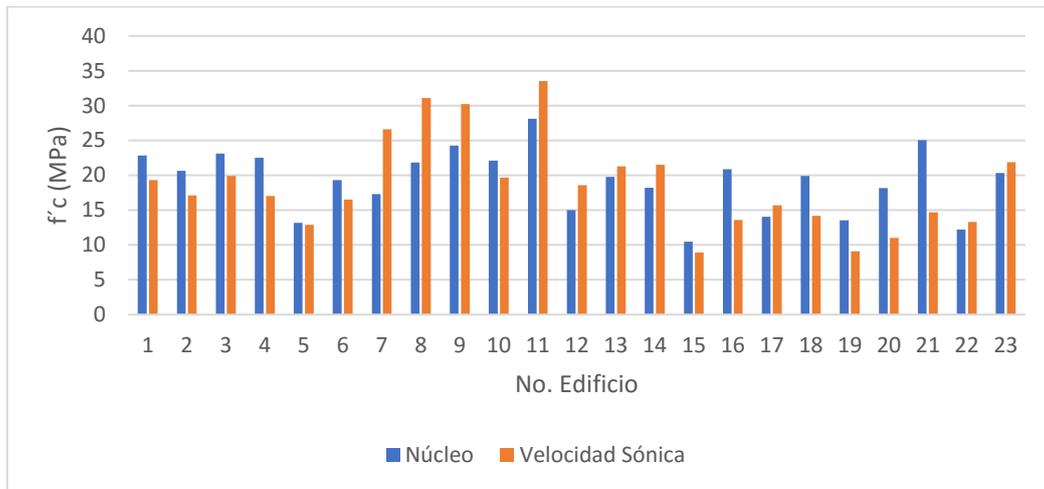


Figura N° 22 Correlación entre $f'c$ medido con núcleos y velocidad ultrasónica para Ecuador

Se puede observar una buena correlación en la mayoría de casos. La fórmula para el cálculo de la resistencia que se utilizó para la gráfica anterior se obtuvo de una extensa revisión bibliográfica y con un adecuado factor de calibración:

$$f'_{c_{UVP}} = 0.95 \cdot [1.146 \cdot e^{(0.77 \cdot V)}]$$

Donde,

$f'_{c_{UVP}}$: Resistencia a la compresión del hormigón determinada indirectamente a través de pulsos de velocidad ultrasónica (UVP, por sus siglas en inglés), en MPa;
 V: Velocidad ultrasónica, en km/s

Los resultados de los ensayos se muestran en el siguiente cuadro:

RESULTADOS RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL HORMIGON									
Código	Ubicación	Piso	Elemento	Velocidad [m/s]	Velocidad corregida [m/s]	Velocidad Promedio [m/s]	$f'c$ [MPa]	$f'c$ Promedio [MPa]	% ALCANZADO
1	LOCAL 1	PLANTA BAJA	COLUMNA PERIMETRAL	2950	3687.5	3712.50	18.28	18.64	79.21
				2984	3730		18.9		
				2976	3720		18.75		
2	LOCAL 3	PLANTA BAJA	COLUMNA CENTRAL	2850	3562.5	3681.25	16.58	18.23	77.46
				2995	3743.75		19.1		
				2990	3737.5		19.01		
3	LOCAL 3	PLANTA BAJA	COLUMNA CENTRAL	2989	3736.25	3677.08	18.99	18.15	77.13
				2879	3598.75		17.06		
				2957	3696.25		18.41		
4	DEPTO. 3	PRIMER PLANTA ALTA	COLUMNA PERIMETRAL	2785	3481.25	3683.75	15.56	18.34	77.94
				3058	3822.5		20.31		
				2998	3747.5		19.16		
5	TAPAGRADA	TERRAZA ACCESIBLE	COLUMNA ESQUINERA	2941	3676.25	3617.50	18.12	17.32	73.60
				2901	3626.25		17.43		
				2840	3550		16.42		
Velocidad Promedio [m/s]				3674.42					
$f'c$ Promedio [MPa]				18.14					

Cuadro N° 2 Resistencia a la compresión del hormigón

De las mediciones realizadas en varios elementos estructurales, se observa que las velocidades ultrasónicas son **aceptables** con valores promedio de **3674.42 m/s**, dando como resultado una resistencia a la compresión del hormigón promedio $f'c$ **18.14 MPa (181.4 Kg/cm²)** el cual representa cerca del 80% de la resistencia a la compresión del hormigón establecida en la normativa vigente.



Figura N° 23 Muestreo en diferentes elementos estructurales de hormigón

7. CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD

La amenaza sísmica de la ciudad de Quito, se determina a través del documento oficial publicado en el Registro Oficial N°413 del 10 de enero del 2015, donde se encuentra la filosofía de diseño sísmico durante la vida útil de la estructural y se denomina Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-015.

Según esta filosofía las estructuras deben comportarse frente a terremotos pequeños y frecuentes sin daños en elementos no estructurales y estructurales, para terremotos moderados y poco frecuentes previene el daño estructural grave y controla daños no estructurales y ante terremotos severos evitar el colapso de la estructura dotando un nivel de desempeño de seguridad de vida.

En general la Sismología ha determinado que los terremotos tienen dos orígenes principalmente: el origen tectónico o de movimiento de placas en todo el

TABLA DE SISMOS CON INTENSIDAD VIII O SUPERIOR

N °	FECHA	EPICENTRO Lat. Lon.	Profundidad Km.	Intensidad Máxima	ZONA MACROSISMICA
1	1541 04 00-0.10 -77.80			VIII	Napo
2	1587 08 310.00 -78.40			VIII	Pichincha
3	1645 03 15-1.68 -78.55			IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674 08 29-1.70 -79.00			IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687 11 22-1.10 -78.25			VIII	Tungurahua
6	1698 06 20-1.45 -78.30			VIII	Tungurahua, Chimborazo
7	1736 12 06-0.78 -78.80			VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749 01 20-4.00 -79.20			VIII	Loja
9	1755 04 28-0.21 -78.48			VIII	Pichincha
10	1757 02 22-0.93 -78.61			IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	1834 01 201.30 -76.90			XI	Carchi, Nariño*
12	1786 05 10-1.70 -78.80			VIII	Chimborazo
13	1797 02 04-1.43 -78.55			XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, y parte de Bolívar y Pichincha.
14	1859 03 220.40 -78.40			VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	1868 08 150.60 -78.00			VIII	Carchi
16	1868 08 160.31 -78.18			X	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1896 05 03-0.51 -80.45			IX	Manabí
18	1906 01 311.00 -81.30		25	IX	Esmeraldas, Nariño (Colombia)
19	1911 09 23-1.70 -78.90			VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913 02 23-4.00 -79.40			VIII	Loja, Azuay
21	1914 05 31-0.50 -78.48			VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923 02 05-0.50 -78.50			VIII	Pichincha
23	1923 12 160.90 -77.80			VIII	Carchi, Nariño (Colombia)
24	1926 12 180.80 -77.90			VIII	Carchi
25	1929 07 25-0.40 -78.55			VIII	Pichincha
26	1938 08 10-0.30 -78.40			VIII	Pichincha
27	1942 05 140.01 -80.12		20	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949 08 05-1.25 -78.37		60	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953 12 12-3.40 -80.60			VIII	Loja, norte del Perú
30	1955 07 200.20 -78.40			VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958 01 191.22 -79.37		40	VIII	Esmeraldas
32	1961 04 08-2.20 -78.90		24	VIII	Chimborazo
33	1964 05 190.84 -80.29		34	VIII	Manabí
34	1970 12 10-3. 79 -80.66		42	IX	Loja, El Oro, Azuay, norte del Perú
35	1987 03 06-0.87 -77.14		12	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura
36	1995 10 02-2.79 -77.97		24	VIII	Morona Santiago
37	1998 08 04-0.55 -80.53		39	VIII	Provincia de Manabí.

FUENTE: CATALOGO DE TERREMOTOS DEL ECUADOR - INTENSIDADES.- Escuela Politécnica Nacional - Instituto Geofísico.
ELABORADO.: José Egred A..

En este registro de sismos, especialmente hasta el año de 1998, ya que los recientes tenemos conciencia real de lo que se ha producido en la ciudad, tomando en cuenta que el Centro Histórico de Quito, no ha cambiado por ser Patrimonio, podemos observar que por la Intensidad o sea los daños que se han observado en las distintas poblaciones, la ciudad de Quito ha registrado eventos de alta intensidad de daños, por lo que estamos abocados a contemplar todas las recomendaciones de lo que la historia sísmica de todo el planeta en este tipo de edificaciones lo ha hecho.

7.1. SISMICA LOCAL Y RIESGO SISMICO

Históricamente el país ha sido afectado por terremotos siendo los más importantes son los de origen tectónico. Identificando las fuentes más probables responsables de estos sismos se tiene la Fuente costera hacia el norte y hacia el

sur; la cordillera de Los Andes de Norte a Sur y la Faja oriental tras la cordillera de los Andes. La ciudad de Quito está a merced de los terremotos por su ubicación y se considera un grado X en la escala internacional de Mercalli que representa los daños por la vulnerabilidad de sus construcciones.

En septiembre de 1987, el sismo fue con epicentro en el nor-oriente, fue un sismo un tanto lejano, pero de importancia y afectó considerablemente a la ciudad de Quito, motivo por el cual se creó el FONSAL. Esto demuestra la fragilidad de nuestras construcciones.

Para nuestro caso, aplicando el sismo más probable que afectase drásticamente, considerado en el "PROYECTO PARA EL MANEJO DEL RIESGO SISMICO DE QUITO", en la síntesis pág. 4, sería de una Intensidad de 7,6 en la escala de Mercalli Modificada (MSK) y de una Magnitud en la escala de Rigther de 6.5. El daño grande que se produciría no tanto por la magnitud sino por ser un sismo superficial situado apenas a 20 kilómetros hacia el norte de la capital, cerca de Pusuquí, correspondiendo a parte del sistema de fallas "ciegas" de la ciudad, que recorre de norte a sur, delimitando aproximadamente a las dos mesetas, la de Quito y la de los valles.

"Con los resultados obtenidos del ensayo SPT de campo, se han correlacionado los coeficientes de perfil del suelo Fa, Fd y Fs en función de del tipo de perfil del suelo, la zona sísmica y el factor Z, según las Norma NEC-SE-DS.

Tipo de suelo	Zona sísmica	Factor Z	Fa	Fd	Fs
D	V	0.4	1.2	1.19	1.28

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS.

Elaborado: Ing. Jorge Valverde B.

Siendo un suelo muy bueno para cimentar, corroborando por qué, no existen asentamientos en ningún sitio de la estructura de la casa.

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se ha realizado utilizando el método de los elementos finitos. Este método considera la distribución geométrica, así como la rigidez relativa de cada elemento para calcular el comportamiento global de la estructura, así como la distribución de esfuerzos y fuerzas a cada uno de los componentes del sistema estructural.

Para el análisis de las estructuras se ha utilizado un modelo tridimensional, el cual incluye los diferentes componentes de la estructura y para las diferentes condiciones de carga.

El peso sísmico considerado en el análisis se calculó considerando la totalidad de la carga muerta, se consideró así mismo una excentricidad accidental igual a 5% y se realizó el análisis con sismos actuando en diferentes direcciones. Los criterios de distorsión de entrepiso máximas permitidas fueron del 0.020hsx (es decir 2%). Los efectos del sismo obtenidos mediante el análisis dinámico se escalaron de manera de obtener al menos el 85% del cortante basal total obtenido mediante el método estático.

8.1. MATERIALES

CONCRETO:

Descripción	Resistencia a la Compresión - 28 días (kg/cm²)
<i>Replanchillos</i>	180
<i>Vigas soleras</i>	210
<i>Loseta</i>	210
<i>Muros</i>	210

ACERO DE REFUERZO:

Descripción	Estándares ASTM
<i>Varillas de Acero de Refuerzo</i>	ASTM A706 – fy=4200 kg/cm ²
<i>Malla Electrosoldada</i>	ASTM A185 o A497

8.2. CARGAS MUERTAS DEBIDAS A PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.

Las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura se consideran directamente en el análisis, multiplicando al volumen de cada elemento estructural por el peso unitario del material.

Material	Peso Unitario kg/m³
<i>Acero Estructural</i>	7850
<i>Concreto reforzado</i>	2400
<i>Madera</i>	840
<i>Mampostería de ladrillo</i>	2210
<i>Mampostería de adobe</i>	1575

8.3. SOBRECARGAS

Ítem	Función	kg/m ²	Comentarios
1	Planta Alta		
	Sobrecarga Muerta (SDead)	550	Incluye acabado de piso, instalaciones típicas.
	Carga Viva (Live)	250	Unidades educativas.
2	Cubierta		
	Sobrecarga Muerta (SDead)	100	Incluye acabado de cubierta, instalaciones típicas y peso propio de la teja artesanal y placas P10.
	Carga Viva (Live)	70	Cubierta Inclinada

NOTA: Los valores de las cargas vivas corresponden a los diferentes usos u ocupaciones de las áreas. Según NEC y ASCE7-10, Capítulo 4. Algunos valores de carga viva son mayores a los mínimos especificados por los códigos.

8.4. CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica reactiva por sismo se ha considerado como el 100% de la carga muerta.

8.5. ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO

En base a los parámetros anteriores del terreno y del sistema estructural se ha construido el siguiente espectro de diseño sísmico.

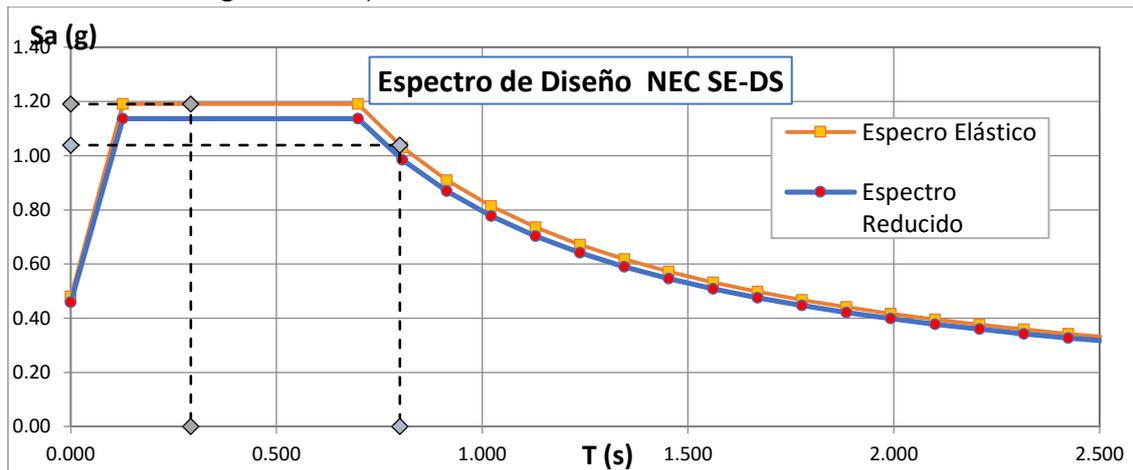


Figura N° 25 Zonas Sísmicas del país

El cortante basal de la estructura obtenido usando el espectro de respuesta debe ser al menos igual al 85% del cortante obtenido usando el método de cargas estáticas equivalentes (V_{min}), y en caso de ser menor, se deberán

escalar los resultados de manera que se obtenga al menos el cortante mínimo especificado (85% para estructuras irregulares).

El escalamiento de estos resultados se realiza tanto para obtener las fuerzas en los elementos como para la revisión de las derivas de piso.

8.6. REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con los límites para distorsión de entrepiso (ΔM deriva) establecidos por el código, el cual para este edificio corresponde al 2% (0.020).

$$\Delta M = 0.75R\Delta E$$

ΔM : Deriva máxima inelástica

ΔE : Deriva máxima elástica

8.7. CONSIDERACIONES DE CARGAS

Se consideraron los siguientes tipos de carga con las siguientes combinaciones de carga basados en NEC y ASCE 7-10.

Símbolos y Nomenclatura

- D = Carga muerta
- E = Carga de sismo
- H = Presión del terreno y/o hidrostática
- L = Sobrecarga viva
- Lr = Sobrecarga viva de cubierta
- T = Fuerza por deformaciones (Temperatura)
- S = Carga de granizo
- R = Carga de lluvia
- W = Carga de viento

8.8. COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITES DE FALLA (NEC)

1. 1.4D
2. 1.2(D + T) + 1.6(L+H) + 0.5(Lr, S o R)
3. 1.2D + 1.6(Lr, S o R) + (L or 0.5W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr, S o R)
5. 1.2D + 1.0E + L + 0.2S
6. 0.9D + 1.0W
7. 0.9D + 1.0E

8.9. EVIDENCIAS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En las siguientes figuras se muestran las propiedades de los materiales utilizados para el análisis estructural. La tabla se ha obtenido directamente del programa de cálculo estructural.

ADOBE Y MAMPOSTERÍA DE LADRILLO:

Material Name and Display Color	Material Type	Material Grade	Material Notes
1) ADOBE	Concrete		Modify/Show Notes...
2) MAMPOSTERIA	Concrete		Modify/Show Notes...

Weight per Unit Volume	Mass per Unit Volume	Units
1.575E-03	1.606E-06	Kgf, cm, C
2.21	0.2254	Tonf, m, C

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	11930.68
Poisson, U	0.35
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	4418.7704
Modulus Of Elasticity, E	115000.
Poisson, U	0.23
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	46747.97

Other Properties For Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	19.5
Expected Concrete Compressive Strength	19.5
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	270.
Expected Concrete Compressive Strength	270.

ACERO A36 Y ACERO DE REFUERZO FY 4200:

Material Name and Display Color	Material Type	Material Grade	Material Notes
4) ACERO A36	Steel	Grade 36	Modify/Show Notes...
5) FY 4200	Rebar	Grade 60	Modify/Show Notes...

Weight per Unit Volume	Mass per Unit Volume	Units
7.849	0.8004	Tonf, m, C
7.849	0.8004	Tonf, m, C

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	20389019.
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	7841930.
Modulus Of Elasticity, E	20389019.
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	

Other Properties For Steel Materials	
Minimum Yield Stress, F _y	25310.507
Minimum Tensile Stress, F _u	40778.04
Expected Yield Stress, F _{ye}	37965.76
Expected Tensile Stress, F _{ue}	44855.84
Minimum Yield Stress, F _y	42000.
Minimum Tensile Stress, F _u	63276.27
Expected Yield Stress, F _{ye}	46402.6
Expected Tensile Stress, F _{ue}	69603.89

MADERA Y HORMIGON 210:

General Data	General Data
Material Name and Display Color: 3) MADERA	Material Name and Display Color: 7) HORMIGON 210
Material Type: Other	Material Type: Concrete
Material Grade:	Material Grade: f'c 4000 psi
Material Notes: Modify/Show Notes...	Material Notes: Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight and Mass
Weight per Unit Volume: 0.84	Weight per Unit Volume: 2.4
Mass per Unit Volume: 0.0857	Mass per Unit Volume: 0.2447
Isotropic Property Data	Isotropic Property Data
Modulus Of Elasticity, E: 884156.8	Modulus Of Elasticity, E: 1738964.4
Poisson, U: 0.2	Poisson, U: 0.2
Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05	Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
Shear Modulus, G: 368398.7	Shear Modulus, G: 724568.5
	Other Properties For Concrete Materials
	Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100.
	Expected Concrete Compressive Strength: 2100.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VIGAS DE ENTREPISO TIPO I, VIGAS SOLERAS

Las vigas se han modelado como elementos tipo "Frame". El material utilizado para las vigas corresponde a acero A36 y dados de hormigón simple de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

COLUMNAS DE MADERA Y DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO

Las columnas se han modelado como elementos tipo "Frame". El material utilizado para las columnas corresponde a madera y mampostería.

LOSAS DE CONTRAPISO

Las losas se han modelado como elementos tipo "Membrane". El material utilizado para las losas corresponde a hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

CUBIERTA - CERCHAS

Los elementos tanto verticales, horizontales e inclinadas se han modelado como elementos tipo "Frame". El material por utilizar corresponde a acero ASTM A-36.

DERIVAS DE PISO

Las derivas de piso calculadas se resumen en la tabla siguiente:

	DERIVA INELÁSTICA CALCULADA (%)	DERIVA MÁXIMA PERMITIDA (%)	RESULTADO
DIRECCIÓN X		2.00	Cumple
DIRECCIÓN Y		2.00	Cumple

Las derivas de piso de la estructura están por lo tanto dentro de los límites permitidos por el código.

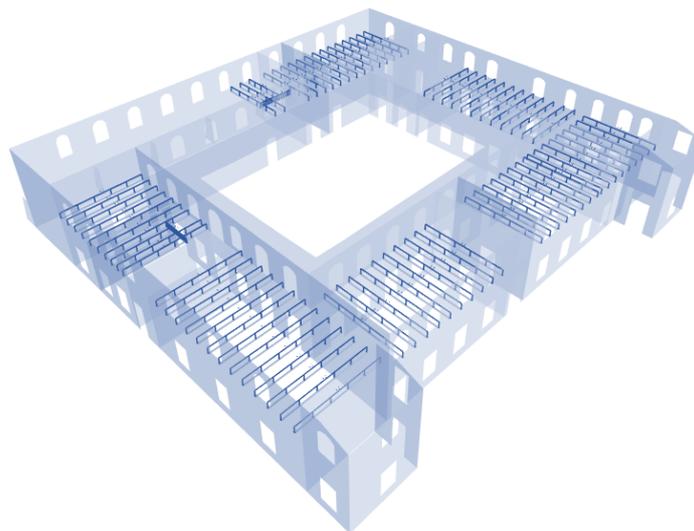
TIPO DE CARGAS USADAS

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
D	Dead	1	
D	Dead	1	
L	Live	0	
Lr	Roof Live	0	
S	Snow	0	
W	Wind	0	None
Sx	Quake	0	User Coefficient
Sy	Quake	0	User Coefficient

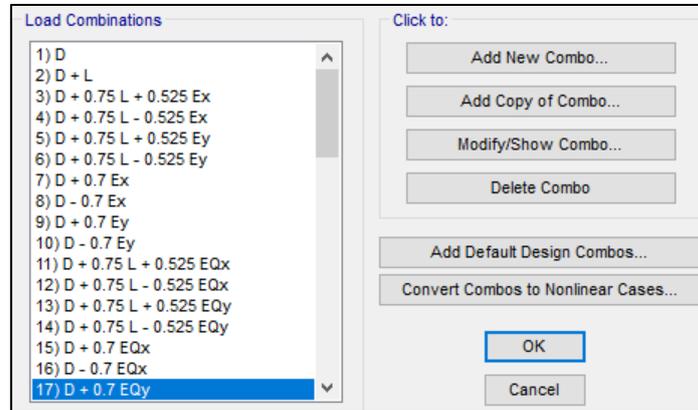
PORCENTAJE DE CORTE BASAL

Load Direction and Diaphragm Eccentricity	Other Factors
<input checked="" type="radio"/> Global X Direction <input type="radio"/> Global Y Direction Ecc. Ratio (All Diaph.) <input type="text" value="0.05"/> Override Diaph. Eccen. <input type="button" value="Override..."/>	Base Shear Coefficient, C <input type="text" value="0.955"/> Building Height exp., K <input type="text" value="1."/>
<input type="radio"/> Global X Direction <input checked="" type="radio"/> Global Y Direction Ecc. Ratio (All Diaph.) <input type="text" value="0.05"/> Override Diaph. Eccen. <input type="button" value="Override..."/>	Base Shear Coefficient, C <input type="text" value="0.955"/> Building Height exp., K <input type="text" value="1."/>

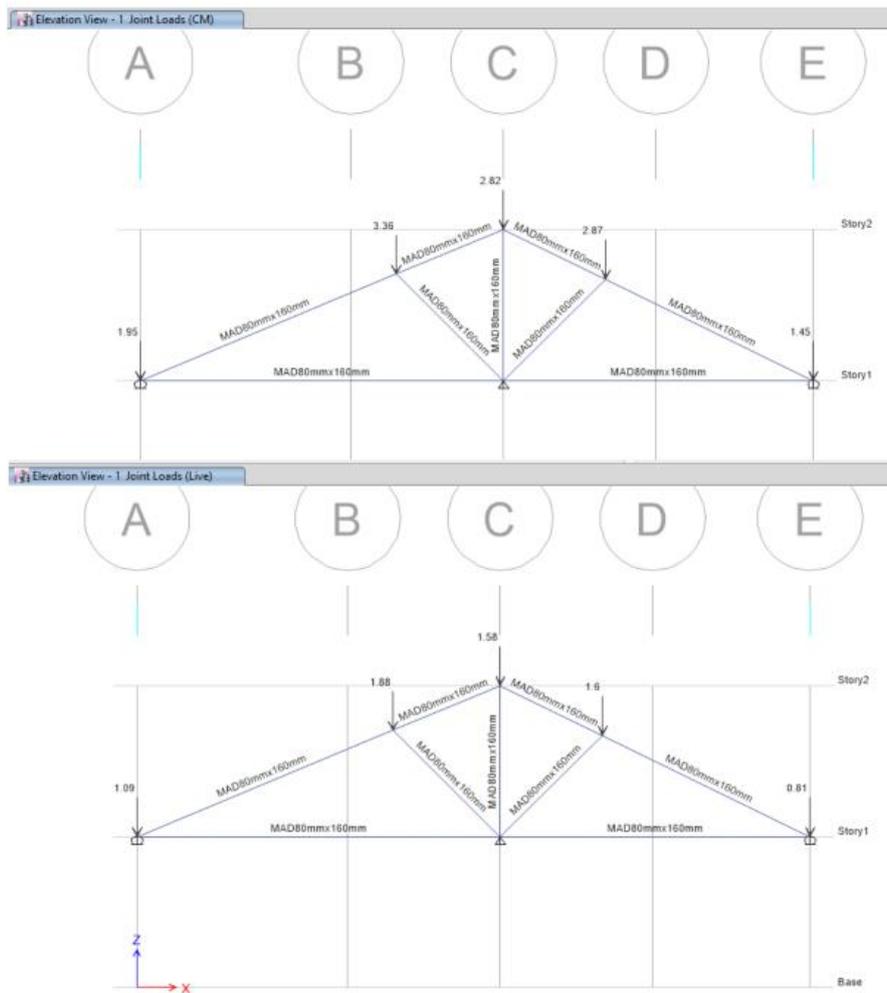
CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS APLICADAS

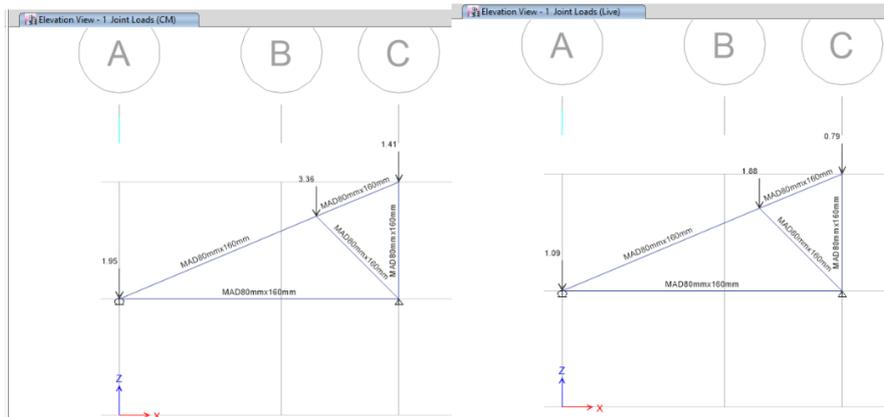


COMBINACIONES DE CARGAS USADAS

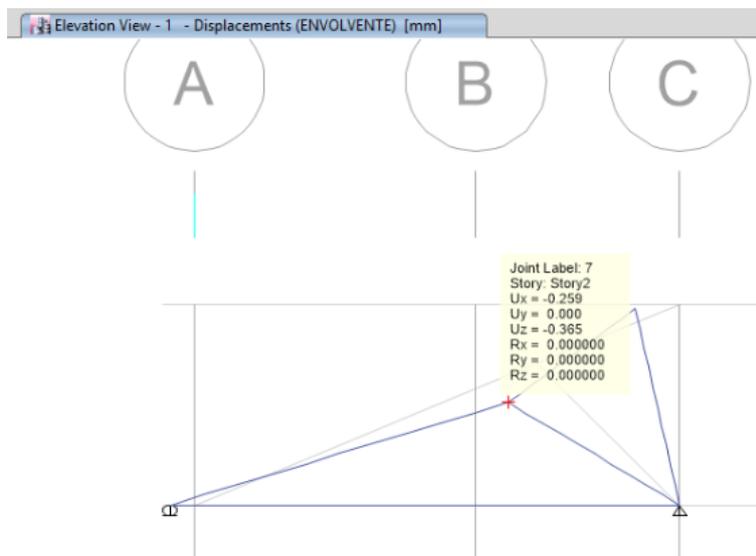
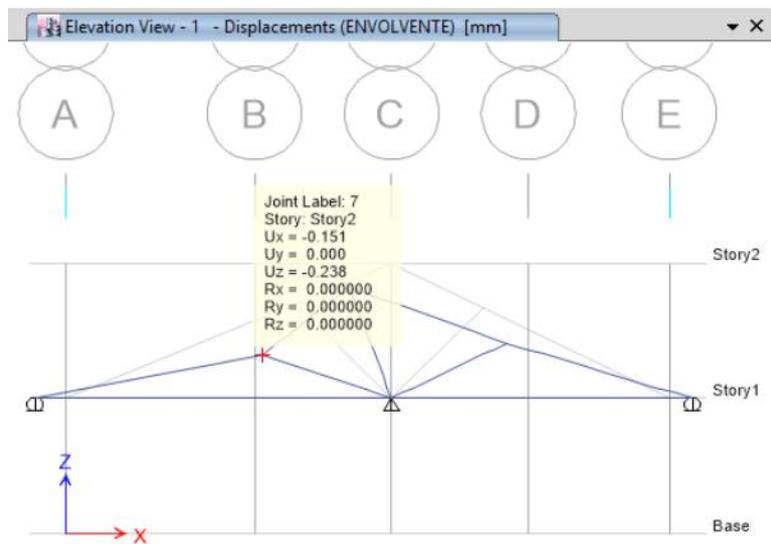


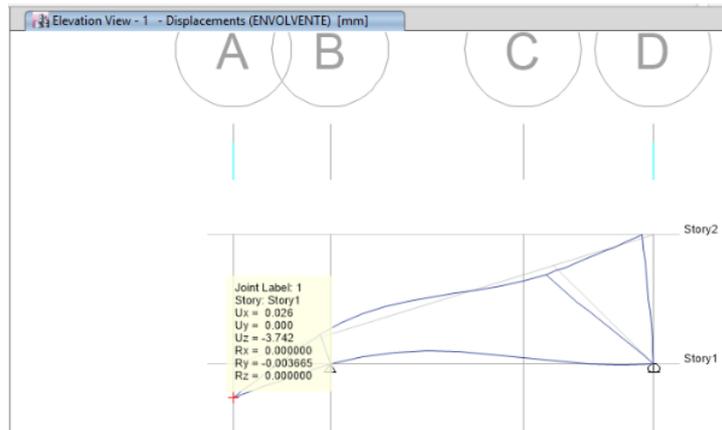
CERCHAS





DEFLEXIONES

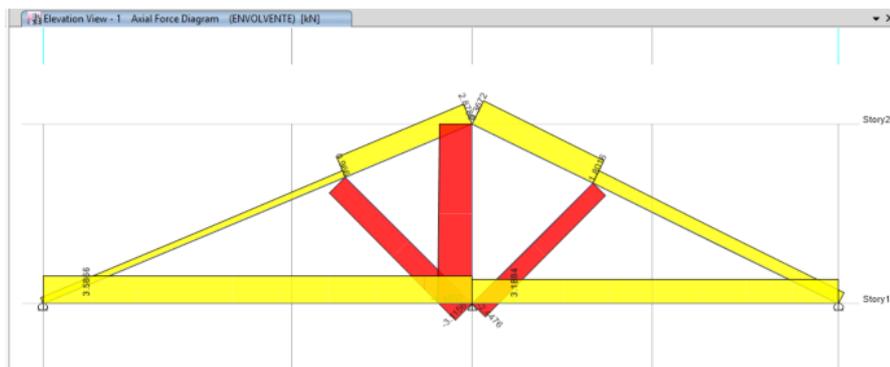


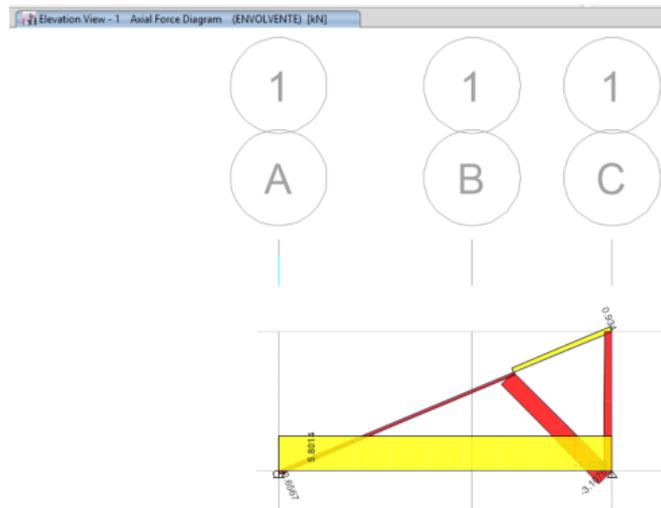


Las deflexiones son pequeñas y cumple, la máxima deflexión se encuentra en la cercha 3, por su configuración en la que el vértice se forma en el voladizo, ahí la deflexión es de 3,74 mm, que está cercana pero es inferior a la máxima permisible de $L/300=4\text{mm}$, esto con seguridad pues la deflexión máxima de la NEC-SE.MD 2.4 se refiere únicamente a la deflexión por la aplicación de la carga permanente + la sobrecarga.

SOLICITACIONES A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN

CERCHA 1





Al ser el mismo elemento constitutivo de las tres cerchas se selecciona solamente los valores máximos:

En compresión 3,18 kN
 En tracción 5,80 kN

En tracción la capacidad resistente del elemento de 8mmx16mm es de 9,6 kN:
 CUMPLE.

Compresión simple:

Esfuerzo de compresión = $3,18 \text{ kN} / (0,08 \times 0,16 \text{ m}^2) = 249 \text{ kN/m}^2$ Esfuerzo máximo admisible compresión $f_c = 8,0 \text{ MPa} = 8000 \text{ kN/m}^2$: CUMPLE

Esbeltez:

Para la esbeltez se utiliza los conceptos de la carga crítica de Euler:

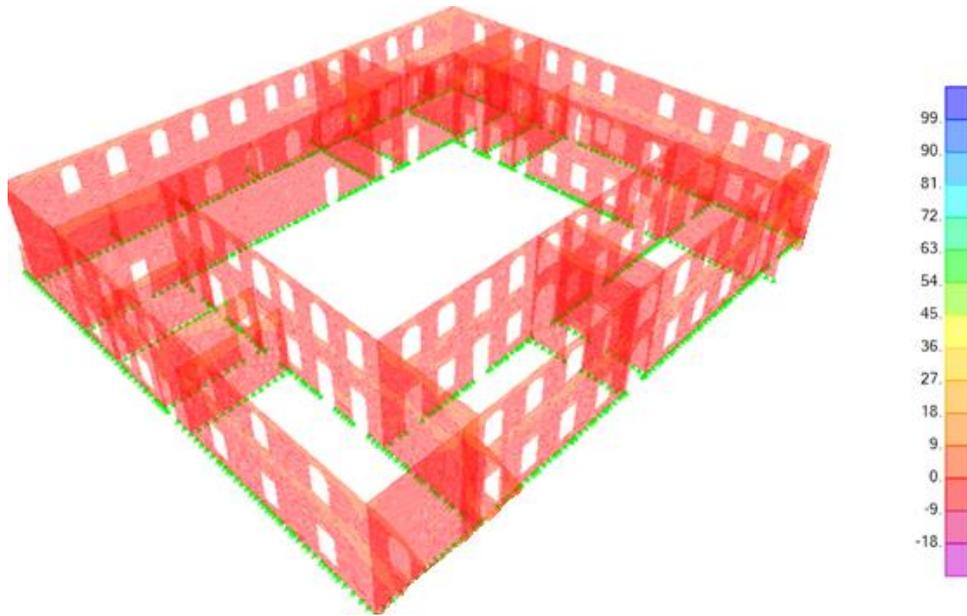
k: 1,0 (articulado ambos extremos)

Relación de esbeltez $\lambda = l_{ef} / d = 3,60 / 0,08 = 45$ Elemento largo

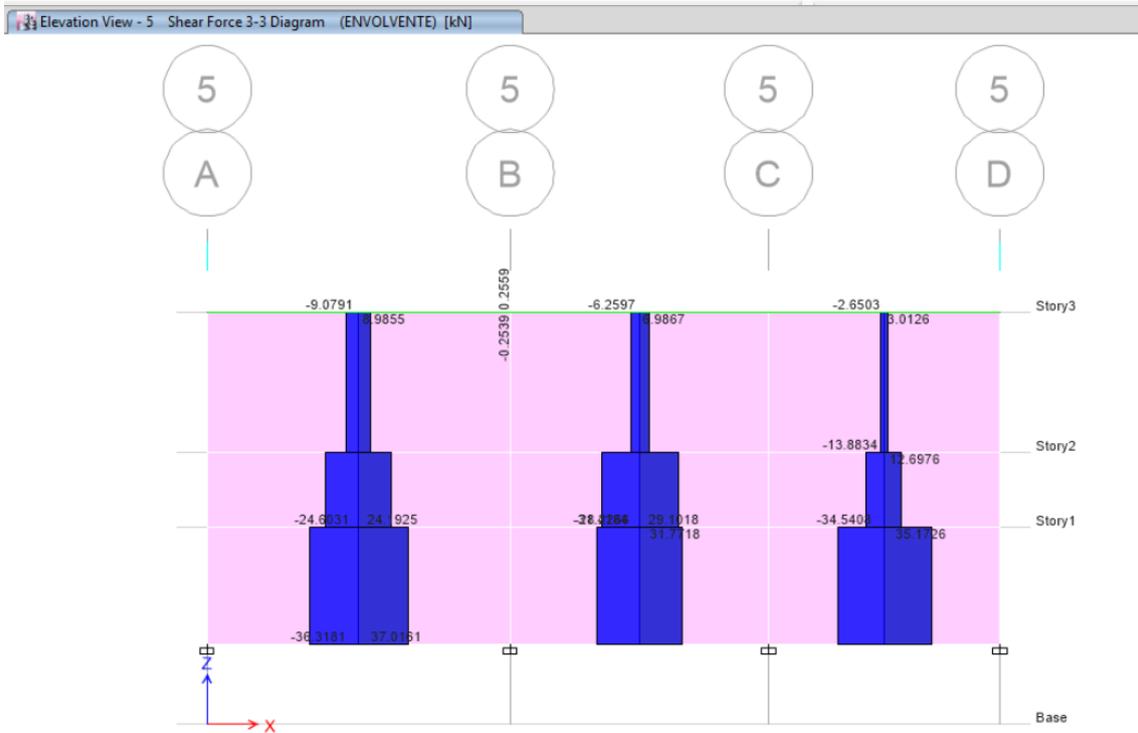
$N_{adm} = 0,329 * EA / \lambda^2$ $E = 9000000 \text{ kN/m}^2$ $A = 0,08 * 0,16 = 0,0128 \text{ m}^2$ $N_{adm} = 18,7 \text{ kN}$:
 CUMPLE

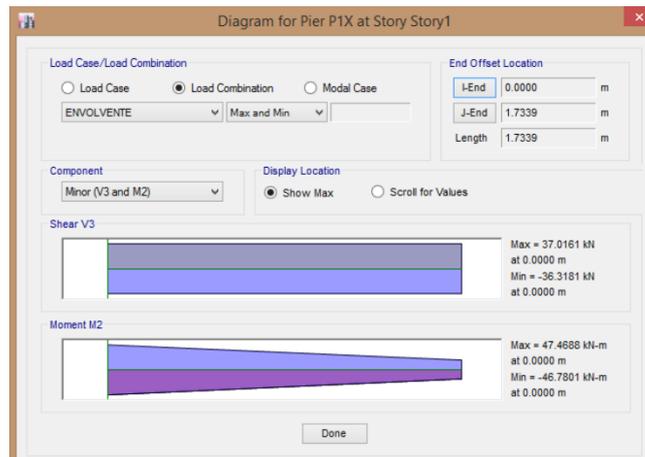
DIAGRAMA DE FUERZAS – MOMENTOS (D+L)

FUERZAS (TON)



VERIFICACIÓN DE MUROS





SOLICITACIONES EN MUROS			
MURO	Mu	Au	Vu
	kN.m	kN	kN
MX1	47.46	37.02	124.11
MX2	15.18	7.44	440.11
MX3	82.53	113.32	46.52
MX4	12.03	7.10	138.89
MX5	26.79	14.36	235.17
MY1	31.03	15.94	14.19
MY2	19.65	11.88	49.68
MY3	11.54	5.69	167.68
MY4	1.16	2.00	58.52

Con Au y Mu se verifica que se cumple las solicitaciones de esfuerzos a carga axial y tracción. De la guía de la NEC, Evaluación sísmica y Rehabilitación de Estructuras, se verifica el cumplimiento de las solicitaciones de esfuerzos a carga axial y tracción. Para ello se aplican las ecuaciones:

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

MURO	ECUACION UNITARIA						ESFUERZOS DE TRACCIÓN		ESBELTEZ		
	Fa	Fb	fa	fb	Ecuación U	ESTADO	ft	ESTADO	Pe	Pe/4	ESTADO
	N/mm ²	N/mm ²	N/m ²	N/m ²			N/mm ²		N	N	
MX1	2,31	3,67	0,104	3,266	0,94	CUMPLE	3,16	CUMPLE	1560914,37	390228,59	CUMPLE
MX2	2,28	3,67	0,102	3,284	0,94	CUMPLE	3,18	CUMPLE	1057530,97	264382,74	CUMPLE
MX3	2,46	3,67	0,160	1,440	0,46	CUMPLE	1,28	CUMPLE	1390804,06	347701,02	CUMPLE
MX3	1,82	3,67	0,289	8,400	2,45	CUMPLE	8,11	CUMPLE	238478,06	59619,52	CUMPLE
MX4	2,22	3,67	0,093	3,318	0,95	CUMPLE	3,23	CUMPLE	418714,81	104678,70	CUMPLE
MX5	2,39	3,67	0,074	1,078	0,33	CUMPLE	1,00	CUMPLE	1809707,81	452426,95	CUMPLE

MURO	ECUACION UNITARIA						ESFUERZOS DE TRACCIÓN		ESBELTEZ		
	Fa	Fb	fa	fb	Ecuación U	ESTADO	ft	ESTADO	Pe	Pe/4	ESTADO
	N/mm ²	N/mm ²	N/m ²	N/m ²			N/mm ²		N	N	
MY1	2,39	3,67	0,115	3,440	0,99	CUMPLE	3,33	CUMPLE	1528439,97	382109,99	CUMPLE
MY2	2,46	3,67	0,073	1,545	0,45	CUMPLE	1,47	CUMPLE	1645370,87	411342,72	CUMPLE
MY2	2,26	3,67	0,096	3,429	0,98	CUMPLE	3,33	CUMPLE	741452,87	185363,22	CUMPLE
MY3	2,44	3,67	0,153	2,254	0,68	CUMPLE	2,10	CUMPLE	1435593,99	358898,50	CUMPLE
MY4	2,46	3,67	0,162	2,737	0,81	CUMPLE	2,57	CUMPLE	1179699,87	294924,97	CUMPLE

De los resultados obtenidos se comprueba que los muros analizados, tanto los muros longitudinales como transversales cumplen con los esfuerzos de tracción y esbeltez admisibles.

9. CONCLUSIONES

- ✓ La geometría del proyecto es de forma regular con sus ejes ortogonales y simétricos, lo cual ayuda a mejorar su desempeño frente a los efectos del sismo.
- ✓ El sistema resistente de este tipo de edificaciones con muros portantes tiene un comportamiento a manera de caja, es que cada pared pueda resistir suficientes fuerzas horizontales en su plano. En el presente caso, la mayoría de las paredes poseen suficiente resistencia ante fuerza horizontal en su plano, pues crean zonas verticales de rigidez. Adicional, las cubiertas son fundamentales para arriostrar todos los muros y generar un comportamiento monolítico.
- ✓ Los elementos estructurales como: columnas, vigas y losas, presentan una resistencia del hormigón aceptable, debido a que está dentro del rango

permisible por la época de construcción, su valor promedio de $f'c$ es **181.4 Kg/cm²**.

- ✓ La estructura tanto del bloque frontal como del bloque posterior, presenta una estabilidad global adecuada para las diferentes cargas de servicio, brindando la seguridad necesaria para que siga siendo funcional de acuerdo a su uso, adicionalmente, está cumpliendo con la función para la cual fueron construidas y no representan ningún riesgo para los ocupantes de la construcción, ya sean, de los locales comerciales, bodegas y demás.