



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA RESPALDADO EN PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

T E S I S

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JORGE RUBÉN TORRES VERDUZCO

DIRECTOR DE TESIS:

DR. JORGE IGNACIO CRUZ DIAZ

MORELIA, MICHOACAN. Febrero del 2017

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme los dones necesarios para poder llegar al nivel superior de mi educación y la fuerza necesaria para poder concluir estos estudios de manera satisfactoria.

Agradezco a mis padres por otorgarme sus consejos, sus sacrificios y su incondicional amor que me han ayudado en todos los aspectos de mi vida y que me han hecho lo que soy, haciendo cada uno de mis logros suyos.

Agradezco a mis hermanos por su apoyo en cada uno de los pasos que he dado en mi vida.

Agradezco a mi novia por acompañarme todos estos años con su amor y apoyo en los tiempos complicados y darle un mejor significado a mi vida universitaria.

Agradezco a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por convertirse en mi segunda casa durante estos años y otorgarme un nuevo enfoque en mi vida.

Agradezco a mis profesores que hicieron su mejor esfuerzo y dedicación en otorgarnos a mis compañeros y a mí las herramientas necesarias, no solo para ganarnos la vida como ingenieros, sino para otorgarle a nuestra sociedad ingenieros capaces de hacer crecer a México.

Agradezco a mi asesor de tesis el Dr. Jorge Ignacio Cruz Díaz por su apoyo en la realización de este trabajo, por su tiempo y dedicación a resolver mis dudas causadas por mi inexperiencia y por ayudarme a crecer como ingeniero civil.

Agradezco a mis amigos y colegas que mediante nuestro trabajo en nuestra vida universitaria, pudimos cumplir la meta de convertirnos en ingenieros civiles.

CONTENIDO

1. Introducción	1
2. Antecedentes de la mampostería	2
2.1. Uso de la mampostería a través de la historia.	2
2.2. Estructuras de Mampostería	6
2.3. Mampostería en la actualidad	8
2.3.1. Mampostería natural.....	8
2.3.2. Mampostería artificial	10
2.3.2.1. Elaboración de piezas de mampostería.....	10
2.4. Propiedades mecánicas de la mampostería.....	13
2.4.1. Peso volumétrico neto mínimo	13
2.4.2. Resistencia a compresión.....	14
2.4.3. Resistencia a compresión diagonal	16
2.4.4. Módulo de elasticidad.....	19
2.4.5. Módulo de Cortante	21
3. Análisis de estructuras de mampostería	24
3.1. Método Simplificado.....	26
3.2. Análisis Estático	31
3.2.1. Sección Agrietada.....	35
3.2.1.1. Diagonal Equivalente	36
3.2.1.2. Elemento Finito	38
3.2.1.3. Método del Puntal Tensor	41
3.2.1.4. Columna Ancha.....	43
3.3. Análisis Dinámico.	47
3.3.1. Análisis Modal Espectral.....	47
3.3.2. Análisis paso a paso.....	51
4. Pruebas de Vibración Ambiental y Análisis de Señales	53
4.1. Técnicas de análisis espectral	53
4.2. Descripción de los Edificios Estudiados	57
4.3. Medición y Análisis de Señales	60
5. Modelo Numérico.....	65
6. Resultados	93
Conclusiones	102
Referencias	103

1. Introducción

En la actualidad, las ciudades se hacen cada vez más grandes y por ende los espacios para desarrollo habitacional son cada vez más difíciles de conseguir, como consecuencia de esto, la sociedad está obligada a crear desarrollos habitacionales verticales para satisfacer las exigencias de vivienda de la sociedad.

Debido a estas exigencias se han mejorado las técnicas de diseño y constructivas para ir a la par con la demanda de la sociedad; para así lograr viviendas dignas y más seguras. Como ingenieros estructuristas viendo el lado de la seguridad ante sucesos accidentales, como lo puede ser el caso de un sismo de alta magnitud, nos toca diseñar estructuras capaces de resistir dichas acciones.

Para esto, en los últimos años se han realizado investigaciones encaminadas a comprender el comportamiento de las edificaciones de varios niveles, y entender de mejor manera el comportamiento de la mampostería, y así en conjunto establecer las bases para la creación de los métodos de análisis de las edificaciones como lo pueden ser el métodos simplificado, el método de la columna ancha, de puntal tensor, elemento finito y diagonales equivalentes, etc; los cuales cada uno tiene sus criterios de aplicación, limitaciones y ventajas, utilizándolos en función del problema a resolver.

Con el fin de proporcionar un conjunto de elementos reglamentarios más adecuados que permitan diseños seguros y parámetros que establecen las características del uso de la mampostería las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC-DF) se han estado actualizando en función de los avances en la investigación para las diferentes exigencias de construcción en nuestro país.

Debido a las libertades otorgadas por las NTC-DF para el uso del método de la columna ancha, este trabajo tiene como objetivo evaluar las diferentes combinaciones de parámetros para la aplicación del método, comparando sus resultados con lecturas de vibración ambiental de estructuras previamente construidas, con el fin de obtener recomendaciones para el uso óptimo del método de la columna ancha.

2. Antecedentes de la mampostería

En este capítulo se da una pequeña reseña de lo que hoy conocemos como construcción de mampostería; desde sus inicios basados en las necesidades de la humanidad, sus avances logrados para el desarrollo bélico, sus propósitos arquitectónicos así como el desarrollo de monumentos hasta la actualidad con el gran avance de la ingeniería actual, llevando al límite las propiedades de los materiales para hacer los grandes desarrollos que hoy son posibles.

2.1. Uso de la mampostería a través de la historia.

Desde que el hombre se hizo sedentario tuvo la necesidad de encontrar un refugio estable donde se podía resguardar de las diferentes amenazas tanto de la vida salvaje como del resguardo a los cambios climáticos, a causa de eso se vieron en la necesidad de hacer sus propios refugios con los distintos materiales que encontraban a la mano, como lo fue la madera, hojas de árboles y en nuestro interés piedras apiladas de distinta manera.

En la figura 1 se muestra una representación de los antiguos refugios que nuestros antepasados podían elaborar, utilizando los accidentes geográficos a nuestro beneficio y el gran ingenio humano al apilar piedras de diferentes maneras para así resguardarse de las diferentes amenazas exteriores.



Figura 1 Refugio antiguo de piedras apiladas, Locmariaquer, Francia. (Kostof, 1995).

Cuando las aldeas pequeñas evolucionaron a grandes civilizaciones, fueron mejorando sus técnicas de construcción como lo fue el labrado de piezas y mejor utilización de material aglutinante, llegando a las grandes maravillas arquitectónicas que conocemos hoy en día, que aún con las facilidades que nos ofrece el mundo moderno sería muy difícil y extremadamente costoso el poder construir tales obras.

La cultura mesopotámica que estaban situados entre los ríos Tigris y Éufrates empezaron a utilizar diversos materiales para las distintas edificaciones, gracias a su ventaja geográfica e ingenio, los depósitos aluviales fueron utilizados para la formación de los primeros ladrillos los cuales fueron la base para su forma de edificación logrando ser los primeros en desarrollar un sistema de muros de carga, utilizando arcos y bóvedas que construían sin cimbra, relleno los espacios entre los ladrillos con barro y paja hasta la terminación de la bóveda, así construyendo grandes edificaciones como la Puerta de Ishtar, cuya representación es mostrada en la figura 2.



Figura 2 La Puerta de Ishtar, (Rodríguez, 2010).

Al igual que fueron pioneros en el sistema adintelado que se basa en vigas y pilares acomodadas como un marco, criterio que funciona como base para los sistemas estructurales de hoy en día.

El uso del ladrillo de arcilla en la construcción de mampostería se empezó a utilizar hace 10,000 años los cuales son secados al sol y fueron utilizados en las distintas civilizaciones como lo fueron Babilonia, Egipto, España, Centro y Sudamérica por citar algunos ejemplos.

Su proceso de fabricación en algunas antiguas civilizaciones como la Romana tomaba al menos cinco años antes de ser utilizados en la construcción y utilizaban diferentes dimensiones para diferentes propósitos y necesidades de construcción, como se muestra en la figura 3.

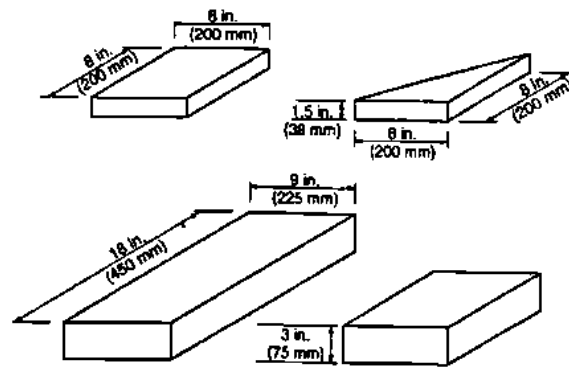


Figura 3 Dimensiones de ladrillos romanos, (Medina Espinosa, 2001).

A medida de que se fueron utilizadas las primeras piezas artificiales para la construcción de mampostería se vio la necesidad del uso de un material aglutinante para mejorar el comportamiento de las edificaciones, a estas pastas creadas para este propósito se les dio el nombre de mortero.

Los primeros morteros tuvieron como propósito principal el relleno de grietas y superficies de contacto entre la piedra y los tabiques, sus características dependían en gran medida, de las condiciones de exposición al medio ambiente y el espesor de las juntas.

Los egipcios utilizaron yeso calcinado como mortero, tiempo después los griegos y romanos hicieron una mezcla de limo y agua y en base a eso con adición de diferentes arenas, rocas o ladrillos, produjeron los primeros tipos de concreto.

A su vez los romanos descubrieron que los morteros de limo no eran resistentes a ciertos factores ambientales como el agua, así que estuvieron experimentando y obtuvieron buenos resultados de la combinación del limo con ceniza volcánica el cual fue el antecedente de lo que hoy se le conoce como cemento puzolánico, la cual se deriva de la palabra *Pozzuoli*, la cual era el

nombre de una villa cerca del volcán Vesubio que es donde se tomaba la ceniza volcánica.

Este cemento junto con las diferentes técnicas y materiales fueron las bases para la construcción de diferentes edificaciones de la época, un ejemplo representativo ilustrado en la figura 4 es el Coliseo Romano.



Figura 4 Coliseo, Roma, Italia.

En los antiguos muros de mampostería se utilizaron ladrillos de barro, con juntas de lodo como mortero que variaba de 1 a 40 milímetros de espesor, y se utilizaron diferentes materiales en diferentes hiladas horizontales de ladrillos para aumentar la resistencia del muro y controlar el agrietamiento que estos sufrían, la filosofía que se utilizaba para la construcción de muros era hacerlos más espesos para aumentar la estabilidad de estos, la representación de estas técnicas se puede observar en la figura 5.

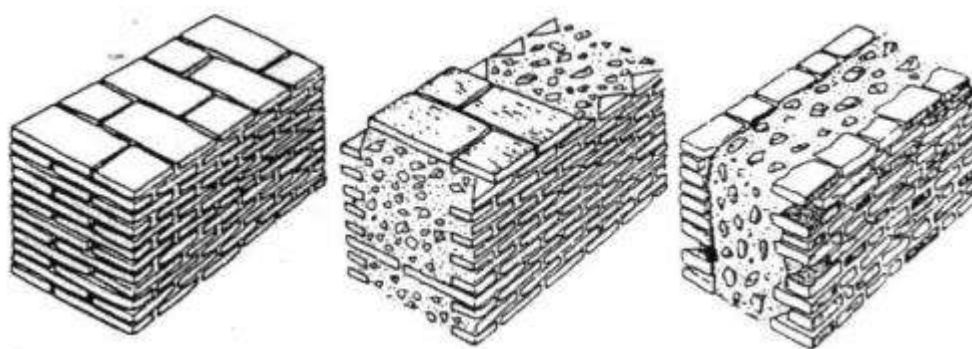


Figura 5 Construcción de muro de mampostería antiguo, (Medina Espinosa, 2001).

El desarrollo del mortero moderno se hizo primero en el siglo XVIII durante la construcción de faro Eddystone por el ingeniero civil John Smeaton, generalmente referido como el padre de la ingeniería civil, el cual mezcló puzolana con piedras de limo que contenían una alta proporción de arcilla, hecho que produjo un mortero durable que podía pegarse y endurecerse aun en presencia de agua desarrollando así el limo hidráulico, este trabajo fue la base para el desarrollo moderno del cemento Portland.

2.2. Estructuras de Mampostería

Gracias a las técnicas de construcción desarrolladas por las antiguas civilizaciones, algunas de las estructuras construidas en el pasado se encuentran hoy en día en buenas condiciones después de miles de años de su construcción.

Estas edificaciones fungían como templos ceremoniales, tumbas y centros de reunión entre otros.

Las primeras en denotar sería las antiguas pirámides las cuales aprovechaban su diseño para alcanzar grandes alturas y utilizando una área pronunciada para mantener la estabilidad.

La primera pirámide se dice que fue construida en el año 2667 A.C. llamada la pirámide de Zoser ubicada en la necrópolis de Saqqara en Egipto que sirvió como tumba del faraón Zoser, luego en Mesopotamia se empezaron a construir las *Zigurat* que consistían en una torre piramidal de base cuadrada con terraza, muros inclinados y soportados por contrafuertes revestidos de ladrillos, estas edificaciones se le consideraban moradas de dioses y cada ciudad tenía a su propio dios el cual era patrón de la misma, la torre de Babel referida en biblia está basada en el diseño de una *Zigurat* Babilónica.

En México tenemos grandes ejemplos de construcciones de mampostería formada a base de piedras apiladas que han superado la prueba del tiempo, empezando por los Mexicas, los cuales edificaron la Pirámide de Sol y la Luna, la primera es la edificación más grande de Teotihuacán con una altura de 64 metros y perímetro total de 893.92 metros.

La civilización maya tiene como construcción representativa el templo de Kukulcán ubicada en el estado de Yucatán construida en una plataforma rectangular de 55.5 metros de ancho y tiene una altura de 24 metros y es considerada una de las nuevas maravillas del mundo gracias a su buen diseño y durabilidad.

En el estado de Michoacán, en la ciudad de Tzintzuntzan fue sede del imperio purépecha, comprende un centro ceremonial, edificado sobre una plataforma de 400 m² y construidas sobre ella cinco yácatas que son plataformas escalonadas que combinan un cuerpo rectangular con otro circular en forma de “T”, los cuales eran templos dedicados a sus diferentes dioses.



a) Pirámide de Giza, Egipto.



b) Pirámide de Sol, Teotihuacán.



c) Yácatas de Tzintzuntzan, Michoacán.

Figura 6 Edificaciones importantes de mampostería

2.3. Mampostería en la actualidad

En la actualidad la mampostería se elabora de piezas de tabiques y morteros de diferentes características y materiales.

Las piezas se elaboran de diferentes maneras, una sería el proceso artesanal como es la elaboración de los tabiques recocidos de barro y adobe, otras maneras serían procesos más industrializados como la fabricación de tabiques extruidos, cada proceso ofrece como resultados diferentes propiedades y dependiendo de la zona en la que se fabrique puede tener ciertas particularidades como los materiales en los que se fabriquen hasta ligeras variaciones en las dimensiones de las piezas.

Dada la diversidad de las propiedades de las piezas en las diferentes regiones del país, se requirió una normativa para el proceso, materiales y dimensionamiento para la elaboración de los diferentes tipos de piezas (NMX-404-ONNCCE), esto con el propósito de indicar parámetros que ayuden a la uniformidad de los materiales de la construcción.

Los diferentes tipos de mampostería se pueden clasificar principalmente por su origen los cuales pueden ser naturales o artificiales.

2.3.1. Mampostería natural

La mampostería natural está compuesta por piezas naturales que son labradas de rocas de origen natural las cuales son de diferentes composiciones y propiedades, en la siguiente tabla se indican algunos de los tipos de piedras más comúnmente usadas en la construcción y sus propiedades índice para el diseño de edificaciones de mampostería:

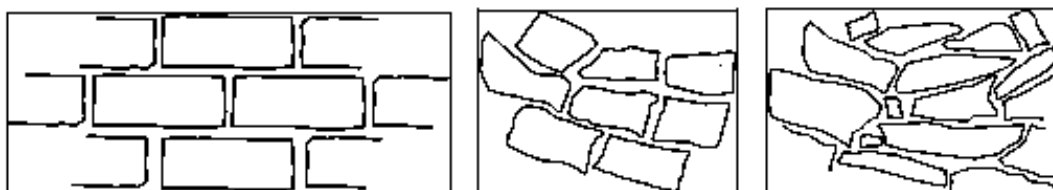
En la tabla 1 se muestran las propiedades de piedras más comúnmente encontradas en nuestro territorio.

Tabla 1 Propiedades mecánicas de piedra.

Piedra	Peso Volumétrico seco (t/m ³)	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (t/cm ²)
Areniscas	1.75 – 2.65	150 – 3200	60 – 120	40 – 200
Basaltos	2.30 – 3.00	800 – 5800	200 – 300	100 – 300
Granito Natural	2.40 – 3.20	800 – 3000	100 – 200	400 – 500
Mármol	2.40 – 2.85	300 – 3000	35 – 200	900

La mampostería natural se puede distinguir principalmente en su manera de ser labradas por la siguiente clasificación:

- Mampostería de Primera: Este tipo de mampostería se labra en un paralelepípedo con su cara expuesta de forma rectangular que reciben el nombre de sillares.
- Mampostería de Segunda: Este tipo se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la forma en la que llega de cantera siguiendo su configuración.
- Mampostería de Tercera: La piedra ya no se labra utilizando su forma aproximadamente plana.



a) Mampostería de Primera

b) Mampostería de Segunda

c) Mampostería de Tercera

Figura 7 Mampostería de piedras naturales, (Vasconcelos & Sánchez, 2003)

2.3.2. Mampostería artificial

La mampostería realizada con piezas artificiales fue implementada de acuerdo a la necesidad de no poder encontrar medios naturales para la elaboración de las diferentes edificaciones y por lo tanto se decidió el elaborar piezas regulares en forma de paralelepípedo rectangular hechas principalmente de arcillas secadas posteriormente por diferentes medios, así logrando la elaboración de piezas artificiales logrando una uniformidad parcial en las piezas destinadas a las diferentes edificaciones.

2.3.2.1. Elaboración de piezas de mampostería

La producción de piezas de mampostería puede llevarse a cabo de diferentes formas:

- a) Artesanal: Este tipo de proceso es fabricado mediante procedimientos de moldeado manual y tiende a tener variaciones entre unidad y unidad.
- b) Semi-industrial: Este ladrillo sigue siendo fabricado mediante procedimientos manuales con la diferencia de que el moldeado se realiza mediante maquinaria elemental como lo pueden ser moldes que en ciertos casos extruye la masa de arcilla a baja presión y tiende a presentar una superficie ligeramente lisa.
- c) Industrial: En estos casos el ladrillo es fabricado con maquinaria que amasa, moldea y prensa la pasta de arcilla adquiriendo así una gran uniformidad.

Los pasos básicos de la producción de ladrillos son los siguientes:

I. Selección y preparación de la mezcla:

En esta etapa es fundamental para la elaboración de la mampostería ya que en esta se conforma las propiedades de las piezas, tomando en cuenta su fineza que da gran influencia a la calidad del producto.

Para esto se toman de diferentes depósitos la materia prima conocida como arcilla para la elaboración de la pieza, que tendrán diferentes composiciones

como lo son principalmente los compuestos sílice, alúmina, óxido de hierro y otros materiales alcalinos como los óxidos de calcio y los óxidos de magnesio.

Estas arcillas tienen que someterse a diferentes procesos previos como los siguientes:

- Rompimiento de terrones: sirve para reducir las dimensiones de los conglomerados y lograr una mejor homogenización
- Triturado: en esta parte del proceso se trituran las piedras mediante la inducción del material a la máquina que consiste en la rotación de dos rodillos a diferentes velocidades, posterior a esto se introduce a otra serie de rodillos dentados con un espacio de separación todavía más compactos, al final el producto anterior es sometido a un último proceso de triturado de cilindros rotatorios lisos con separaciones de entre uno a dos milímetros los cuales aparte de triturar los sobrantes hace más compacta las partículas dejando como resultado un material uniformemente triturado.

II. Homogenización y humidificación

Después del proceso anterior se procede a la mezcla uniforme para lograr un estado óptimo de resultados y luego se procede a la humidificación para obtener una buena consistencia para el moldeado.

III. Moldeado:

Las piezas utilizadas en los elementos estructurales de mampostería deberán de cumplir con la Norma Mexicana NMX-404-ONNCCE.

El moldeado se hace generalmente de manera manual mediante un proceso de prensado con máquinas que alcanzan una presión de 500 a 1050 kg/cm².

En la figura 8, dependiendo del tipo de pieza en la que se quiere trabajar varia el proceso de moldeado, para el tabique rojo recocido la norma NMX-404-ONNCCE indica que tenga una dimensión de 7x14x28 cm y de acuerdo a las

Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras de Mampostería (NTC-M, 2004) se le considera una pieza maciza si tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta y las paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm y se considera hueca si tiene por lo menos un 50 por ciento del área bruta y el espesor de sus paredes no es menor a 15 mm, con dos a cuatro celdas no menor a 13 mm en sus paredes interiores y para piezas multiperforadas no deberá ser menor a 7 mm en sus paredes interiores.

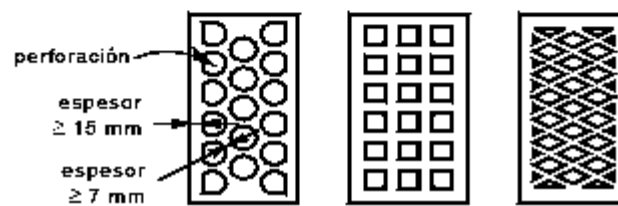
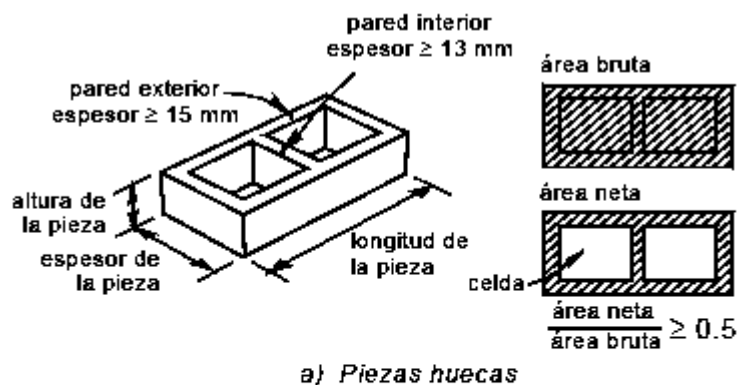


Figura 8 Medidas mínimas para piezas huecas, (NTC-M, 2004)

IV. Secado

El secado tiene la finalidad de la eliminación del agua agregada, dependiendo de la calidad de pieza que se requiera se puede hacer el secado de diferentes modos, pero la manera más común es haciendo que circule aire caliente con una cantidad de agua variable, esto homogeneiza la pérdida de humedad y así reduce las fisuras generadas en el elemento.

V. Cocción

Se realiza alcanzando una temperatura de 1650 a 1750 °C y su tiempo de cocción puede variar entre 3 a 5 días y los tabiques requieren estar separados para la correcta distribución de calor.

2.4. Propiedades mecánicas de la mampostería

Las propiedades mecánicas de la mampostería son muy difíciles de predecir a diferencia de otros materiales de construcción como lo son el concreto reforzado o el acero, esto se debe al poco control de calidad en el proceso de elaboración y de los materiales constituyentes.

A necesidad de estos factores se han hecho varios estudios experimentales y analíticos que dieron como resultado la elaboración de normas para el control de calidad de los elementos que constituyen la mampostería.

2.4.1. Peso volumétrico neto mínimo

Debido a que el proceso de fabricación de piezas de mampostería es irregular, la norma NMX-C-404-ONNCCE establece ciertos parámetros para que se considere esa pieza adecuada para el uso de mampostería estructural.

Principalmente se establece que los pesos volumétricos netos mínimos de las piezas en estado seco son:

Tabla 2 Peso volumétrico neto mínimo de piezas en estado seco.

Tipo de Pieza	Peso Volumétrico Neto Mínimo (kg/m ³)
Tabique de Barro Recocido	1300
Tabique de Barro con Huecos Verticales	1700
Bloque de Concreto	1700
Tabique de Concreto (tabicón)	1500

El peso volumétrico neto mínimo (PVNM) en conjunto con los tipos de mortero normados por la misma normativa dan lugar al peso de la mampostería que es

importante para la determinación de las propiedades mecánicas del sistema estructural.

2.4.2. Resistencia a compresión

De acuerdo a las NTC-M, 2004, la resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*) sobre el área bruta se determina con uno de los tres procedimientos siguientes:

- a) Ensaye de pilas construidas con las piezas y morteros empleados en obra

Las pilas están formadas de por lo menos tres piezas superpuestas manteniendo una relación de altura y espesor de entre dos y cinco, después se procede al cabeceo de la pieza con un mortero de azufre para lograr que la pila sea paralela entre sí, la resistencia mínima a la compresión del azufre debe de ser de 350 kg/cm^2 (Figura 9).

Esta prueba se hará con un mínimo de nueve pilas y a 24 días de su fabricación.

El esfuerzo obtenido se multiplicara por factores de corrección de acuerdo a su relación de altura a espesor.

Tabla 3 Factores correctivos para la resistencia de pilas.

Relación altura a espesor de pila	2	3	4	5
Factor de Corrección	0.75	0.90	1.00	1.05

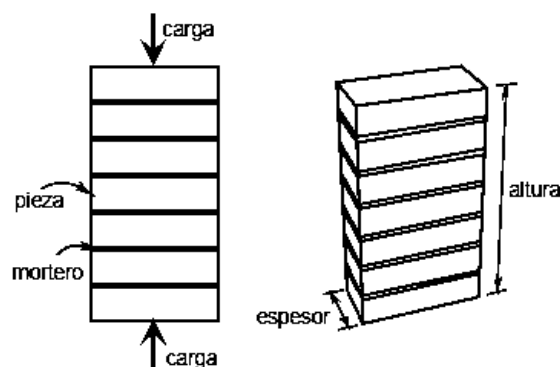


Figura 9 Pila para prueba en compresión, (NTC-M, 2004).

Y se calculara de la siguiente manera:

$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5c_m}$$

Donde:

$\overline{f_m}$ Media de la resistencia a compresión de las pilas, corregida por su relación corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta

c_m Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pila de mampostería, que en ningún caso se tomara inferior a 0.15, 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que tengan un control de calidad de acuerdo a la norma NMX-C-404-ONNCCE, 0.30 para piezas de fabricación mecanizada que no cuenten con control de calidad y 0.35 para piezas de producción artesanal.

b) A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero.

- Para bloques y tabiques de concreto con relación de altura espesor de 0.5, y una resistencia a compresión promedio de pieza mayor o igual a 100 kg/cm², para mamposterías con espesores de junta horizontal entre 10 y 12 mm para piezas de fabricación mecanizada y 15 mm para piezas de fabricación artesanal, si no cumplen con esta condición se calculara con el método anterior.

Tabla 4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto

f_p^* (kg/cm ²)		f_{mj}^* (kg/cm ²)	
100	50	45	40
150	75	60	60
≥200	100	90	80

- Para piezas de barro cuya relación altura espesor mayor a 0.5, la resistencia de diseño se calculara de acuerdo a la tabla 5:

Tabla 5 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de barro.

f_p^* (kg/cm ²)		f_m^* (kg/cm ²)	
60	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
≥500	160	130	110

Para mamposterías con espesores de junta horizontal entre 10 y 12 mm para piezas de fabricación mecanizada y 15mm para piezas de fabricación artesanal, si no cumplen con esta condición se calculara con el método anterior.

En caso de no realizar estudios previos podrán emplearse los valores de la tabla 6 tomada de la tabla 2.8 de las NTC-M, 2004:

Tabla 6 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*), sobre área bruta.

f_p^* (kg/cm ²)		f_m^* (kg/cm ²)	
Tabique de Barro Recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ²)	15	15	15
Tabique de Barro con Huecos Verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ²)	40	40	30
Bloque de Concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	20	15	15
Tabique de Concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	20	15	15

2.4.3. Resistencia a compresión diagonal

La resistencia a compresión diagonal (v_m^*), se determinara con uno de los siguientes procedimientos descritos:

a) Ensaye de muretes contruidos con piezas empleadas en obra

El ensayo consiste en aplicar carga de compresión a lo largo de la diagonal a un mínimo de nueve muretes de al menos una vez y media la longitud de la piezas y el número de hiladas será aproximadamente igual a la longitud del murete determinada, para determinar el esfuerzo cortante medio se dividirá la carga máxima promedio alcanzada en los ensayos entre el área diagonal bruta del murete (Figura 10).

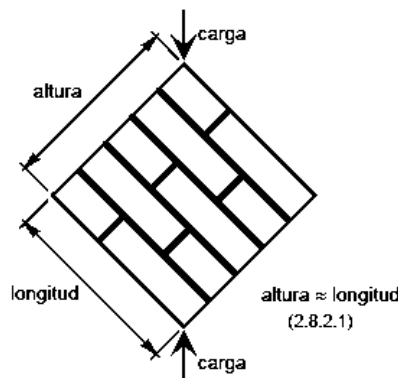


Figura 10 Murete para prueba en compresión, (NTC-M, 2004).

La resistencia de diseño a compresión V_m^* será igual a:

$$V_m^* = \frac{\overline{V_m}}{1 + 2.5c_m}$$

Donde:

$\overline{V_m}$ Media de la resistencia a compresión diagonal de los muretes, corregida por su relación corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta.

c_m Coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería, que en ningún caso se tomara inferior a 0.15, 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que tengan un control de calidad de acuerdo a la norma NMX-C-404-ONNCCE, 0.30 para

piezas de fabricación mecanizada que no cuenten con control de calidad y 0.35 para piezas de producción artesanal.

b) Valores indicativos

En el caso que no se realizaran ensayos, la resistencia de diseño a compresión diagonal será la que se indica en la tabla 7:

Tabla 7 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta, NTC-M2004.

Piezas	Tipos de Mortero	v_m^* (kg/cm ²)
Tabique de Barro Recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de Barro con Huecos Verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ²)	I	3.0
	II y III	2.0
Bloque de Concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de Concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I	3.0
	II y III	2.0

En el caso de que el valor obtenido por esta tabla sea mayor a $0.8\sqrt{f_m}$ * se tomara el valor calculado por esta fórmula.

2.4.4. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería (E_m), se determinará con uno de los siguientes procedimientos:

a) Ensayes de pilas construidas con piezas empleadas en obra

En la figura 11 se muestra que para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, se hace un ensaye a la par del ensaye de resistencia a la compresión, empleando dos transductores de desplazamiento colocados en sentido longitudinal de la pila, uno en cada cara. Los transductores deben tener una exactitud de un valor máximo de 0,02 mm y deben estar colocados de manera que se mida el desplazamiento relativo (acortamiento) entre los extremos superior e inferior, a lo largo de la longitud calibrada de la pila.

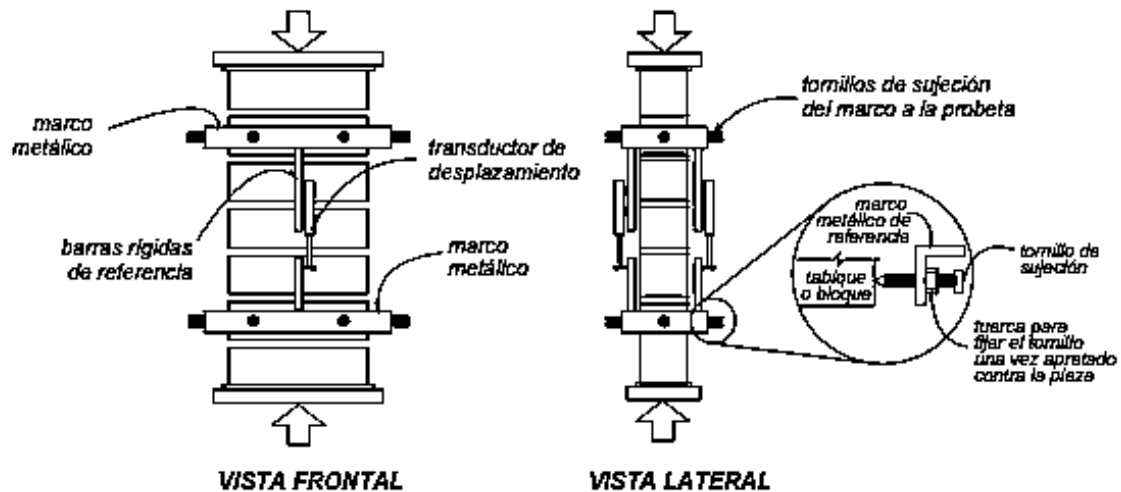


Figura 11 Dispositivo para medir el acortamiento longitudinal de una pila empleando marcos metálicos de referencia, (NMX-C-464-ONNCCE-2010).

Para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se debe proceder de la siguiente forma:

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

Donde

E_m Módulo de elasticidad de mampostería.

σ_1 Esfuerzo axial correspondiente a 0.00005 de la deformación.

σ_2 Esfuerzo axial correspondiente al 40% de la carga máxima.

ε_2 Deformación producida por el esfuerzo σ_2 .

La deformación unitaria ε se calcula como:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{l_0}$$

Donde:

δ Acortamiento medido a lo largo de la longitud calibrada.

l_0 Longitud calibrada medida entre apoyos de transductores.

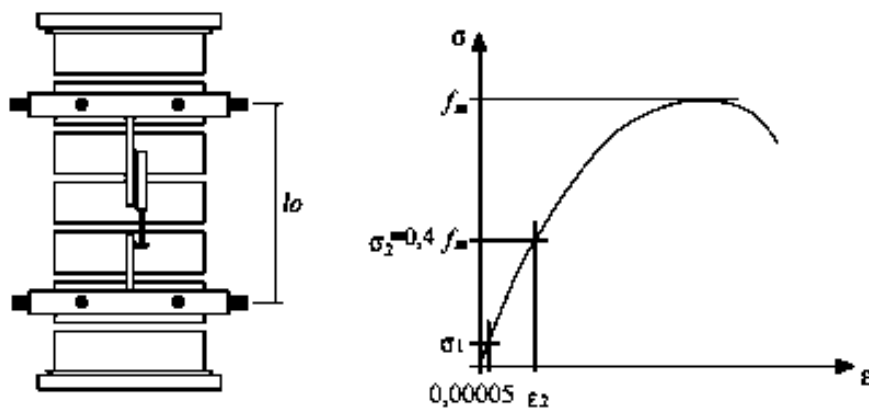


Figura 12 Determinación del módulo de elasticidad, (NMX-C-464-ONNCCE-2010).

b) Determinación a partir de la Resistencia de diseño a compresión.

- Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E_m = 800 f_m^* \text{ para cargas de corta duración.}$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas.}$$

- Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto de concreto

$$E_m = 600 f_m^* \text{ para cargas de corta duración.}$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas.}$$

2.4.5. Módulo de Cortante

El módulo de cortante de la mampostería (G_m) se determina con uno de los siguientes procedimientos:

a) Ensayes de muretes contruidos con piezas empleadas en obra

En la figura 13 se muestra que para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se hace otro ensaye a la par del ensaye de resistencia a la compresión diagonal, empleando dos transductores de desplazamiento colocados en cada sentido sobre la diagonal de los muretes, uno en cada cara. Los transductores deben tener una exactitud de un valor máximo de 0,001 mm y deben estar colocados de manera que se mida el desplazamiento relativo a

compresión y a tensión entre cada uno de los extremos, a lo largo de la longitud calibrada del murete.

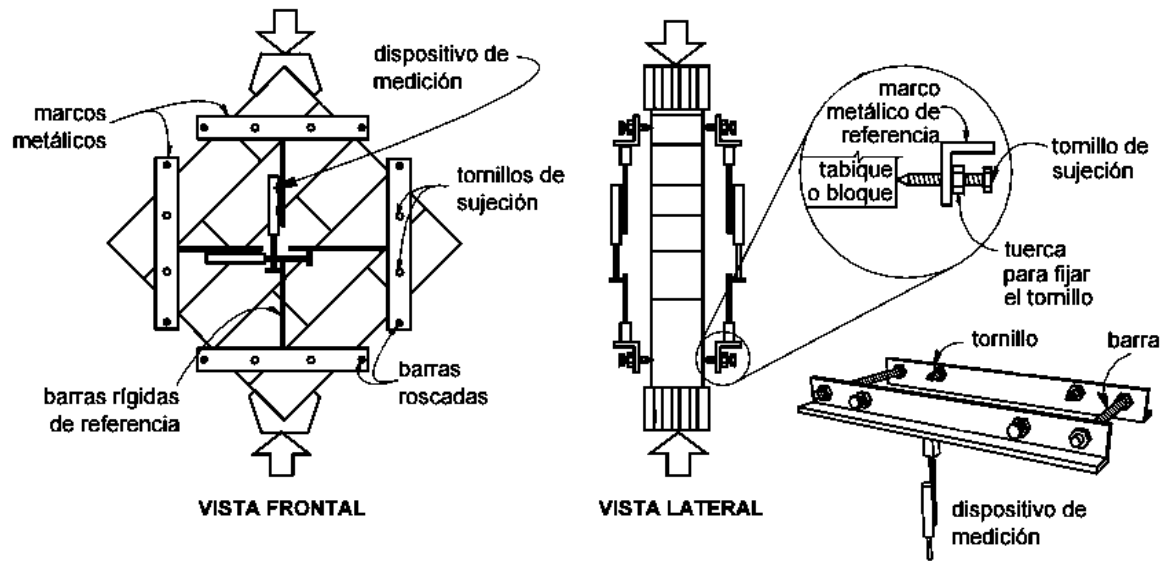


Figura 13 Dispositivo para medir el acortamiento longitudinal de un murete empleando marcos metálicos de referencia, (NMX-C-464-ONNCCE-2010).

Para determinar el módulo de cortante de la mampostería se debe proceder de la siguiente forma:

$$G_m = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\gamma_2 - 0.00005}$$

Donde

G_m Módulo de elasticidad de mampostería.

τ_1 Esfuerzo cortante correspondiente a 0.00005 de la deformación.

τ_2 Esfuerzo cortante correspondiente al 40% de la carga máxima.

γ_2 Deformación producida por el esfuerzo a compresión y a tensión en la superficie del murete.

$$\gamma = |\varepsilon_c| + |\varepsilon_t|$$

La deformación unitaria ε se calcula como:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{l_0}$$

Donde:

δ Acortamiento medido a lo largo de la longitud calibrada.

l_0 Longitud calibrada medida entre apoyos de transductores.

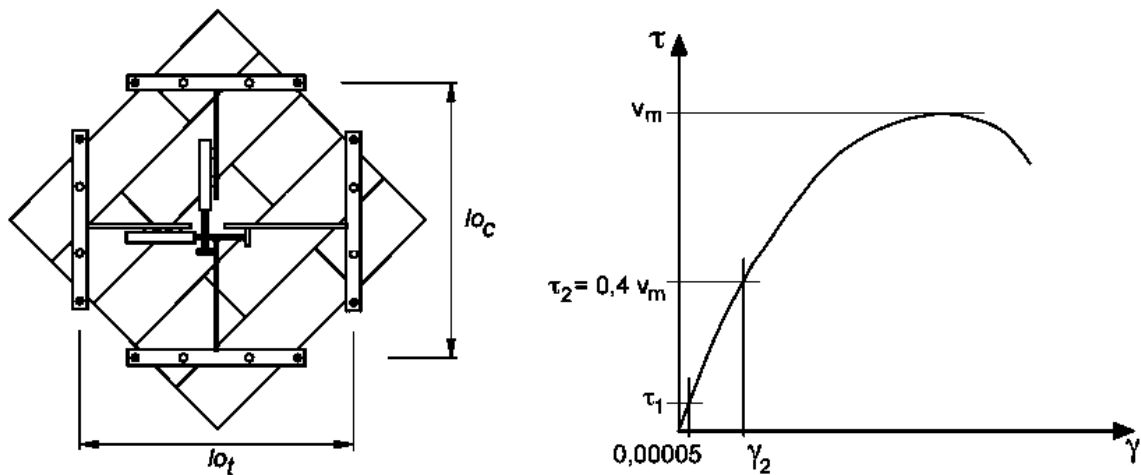


Figura 14 Determinación de módulo de cortante, (NMX-C-464-ONNCCE-2010).

b) Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería.

Si no se realiza experimentación para la determinación del módulo de elasticidad y se obtiene dicho módulo a través del cálculo por la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, se optará por la siguiente forma para el cálculo de módulo de cortante:

$$G_m = 0.4 E_m$$

3. Análisis de estructuras de mampostería

Las NTC-DF indican que las estructuras se analizaran de acuerdo a la acción conjunta de las fuerzas gravitacionales que presenta la estructura y las fuerzas generadas por el movimiento del suelo así generando conjuntamente deformaciones y fuerzas internas que se verán reflejadas en el diseño de los elementos estructurales.

Para el análisis sísmico se tomara en cuenta la contribución de las rigideces de todo elemento estructural y no estructural que sean significativos para los resultados finales del diseño de las estructuras.

La mampostería que contribuya a la resistencia lateral deberán estar ligados en conjunto a toda la estructura ya que este se tomara en cuenta para el análisis sísmico y se verificara que estos resistan las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales y en el caso que se presentaran las fuerzas torsionales que les inducen los muros.

Para una fácil elección del método (Pérez Gavilán, 2015) propone un diagrama de flujo que toma en cuenta diferentes criterios, este se muestra en la figura 15.

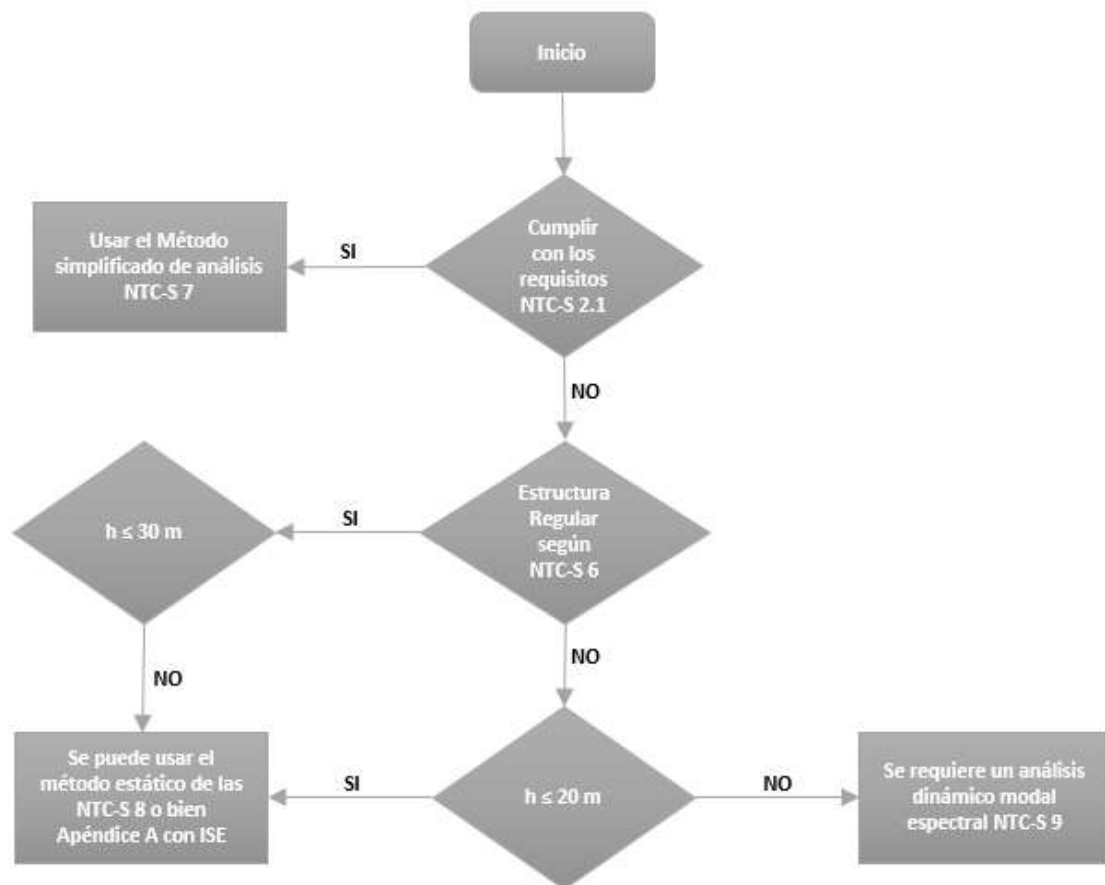


Figura 15 Diagrama de flujo para la selección de análisis.

El primer método de análisis a elegir es el método simplificado, las condiciones están marcadas por el capítulo 2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) marcadas más adelante en este capítulo.

En caso de no cumplir con estas condiciones se procederá a clasificar a la estructura de acuerdo a sus condiciones de regularidad, la cuales están plasmadas en el capítulo 6 de las (NTC-S, 2004).

El siguiente método a aplicar es el método estático, el cual será aplicable para estructuras regulares de máximo treinta metros de altura y 20 metros de altura para estructuras irregulares, este método se analizará más a fondo en el este capítulo.

Ya una vez que no se cumpla con ninguna de estas condiciones se procede a la aplicación del método de análisis dinámico que está indicado en el capítulo 9 de las (NTC-S, 2004) y se verá al final de este capítulo.

3.1. Método Simplificado

Este método no considera el cálculo los desplazamientos horizontales, torsionales y momentos de volteo y verifica únicamente que la suma de resistencias a corte de cada entrepiso sea igual o mayor a la fuerza cortante total que se aplique en dicho entrepiso en la dirección del análisis. (NTC-S, 2004)

Para ser aplicado el método, es necesario que se cumplan varias condiciones indicadas en las (NTC-S, 2004)

- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.

Para que sea válida la condición anterior dichos muros tendrán que tener una distribución sensiblemente simétrica con respecto a sus dos ejes ortogonales que se obtiene de la siguiente manera:

$$e_s = \frac{|\sum_{i=1}^N x_i F_{AE_i} A_{T_i}|}{\sum_{i=1}^N F_{AE_i} A_{T_i}} < 0.1b$$

Donde:

x_i Distancia del muro al centro de cortante (centro de masas).

A_{T_i} Área total del muro incluyendo el área de los castillos.

F_{AE_i} Factor de Área Efectiva: corrige la rigidez lateral de muros esbeltos, este factor se calcula de la siguiente manera:

$$F_{AE} = \begin{cases} 1 & \frac{H}{L} \leq 1.33 \\ \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 & \frac{H}{L} > 1.33 \end{cases}$$

Donde:

L Longitud del muro.

H Altura del muro.

- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no debe de ser mayor a 2, a lo menos que se considere dividida dicha planta en tramos independientes para motivos de análisis sísmico.
- La relación entre altura y dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5.
- La altura del edificio no será mayor a 13 metros.

Se verificara en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en que se considera la aceleración y que esta sea cuando menos igual a la suma total de las fuerzas cortantes que se apliquen directamente al entrepiso, agregándole la consideración de los coeficientes sísmico que se definen para las diferentes zonas sísmicas de México:

En la figura 16 se muestran las diferentes zonas sísmicas del país, indicando con color rojo las zonas de riesgo severo hasta zonas amarillas claras para riesgos bajos, en la tabla 8 se muestran los coeficientes sísmicos a utilizar de acuerdo a la zona sísmica y tipo de terreno. (CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo, 2008)

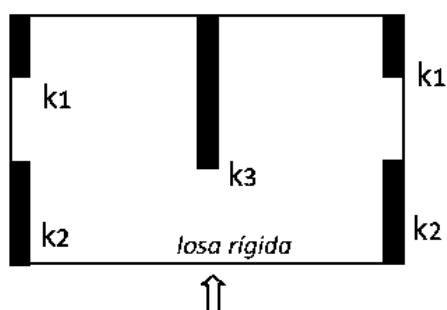


Figura 16 Zonas sísmicas y principales volcanes. (INEGI, 2005)

Tabla 8 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado; construcciones del grupo B. (CFE, 1993)

Zona Sísmica	Tipo de Terreno	Muros de Piezas Macizas o Diafragmas de Madera Contrachapada			Muros de Piezas Huecas o Diafragmas de Duelas de Madera		
		H < 4 m	4 ≤ H ≤ 7	4 < H ≤ 7	H < 4 m	4 ≤ H ≤ 7	4 < H ≤ 7
A	I	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	II	0.06	0.07	0.08	0.07	0.09	0.11
	III	0.07	0.08	0.10	0.08	0.10	0.13
B	I	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.09
	II	0.13	0.15	0.18	0.15	0.18	0.22
	III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23
C	I	0.18	0.18	0.18	0.24	0.24	0.24
	II	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
	III	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
D	I	0.25	0.25	0.25	0.33	0.33	0.33
	II	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57
	III	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57

Si la estructura es simétrica con respecto a un eje que es paralelo a la dirección de análisis, la carga esta uniformemente distribuida y los muros están unidos por una losa muy rígida en su plano, entonces el desplazamiento de todos los puntos de la losa de un nivel determinado debido a la carga de inercia en dicha dirección de análisis será el mismo. En ese caso hipotético, la fuerza cortante que tomara cada uno de los muros será proporcional a su rigidez lateral relativa.



$$\begin{aligned}
 V &= k_T u \quad k_T = V / u \\
 V_i &= k_i u \\
 V_i / V &= k_i / k_T \\
 V_i &= V \frac{k_i}{k_T} = V \frac{k_i}{\sum_{i=1}^s k_i}
 \end{aligned}$$

Figura 17 Planta de estructura en nivel mostrando muros solo en la dirección de análisis, (Pérez Gavilán, 2015).

La rigidez lateral del muro está definida por:

$$k_m = \left(\frac{(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{\kappa H}{GA} \right)^{-1}$$

Donde:

H Altura del muro.

E Módulo de elasticidad.

I Momento de inercia de la sección.

κ Factor de forma de cortante.

β Valor que define la condición de frontera del muro:

- $\beta = 0$ para muro en voladizo.
- $\beta = 1$ para un muro con giro totalmente restringido en extremo superior.

El método simplificado se considera que la deformación lateral de los muros está dominada por la deformación a corte, lo cual indica que la rigidez a flexión es mucho mayor a la de corte.

Por estos motivos conviene separar las rigideces a flexión (k_f) y cortante (k_v) para poderse ilustrar en un modelo de resortes en paralelo.

$$k_m = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v}; \quad k_f = \frac{12EI}{(4 - 3\beta)H^3}; \quad k_v = \frac{GA}{\kappa H}; \quad V = k_m u; \quad u = \frac{V}{k_f} + \frac{V}{k_v}$$

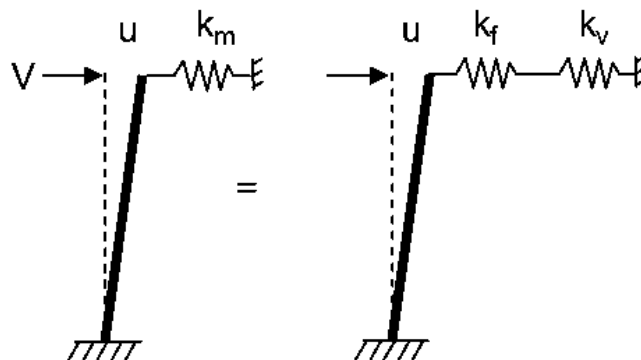


Figura 18 Modelo de rigidez lateral de muro, (Pérez Gavilán, 2015).

3.2. Análisis Estático

Para la aplicación de método estático se tienen que cumplir ciertos requisitos como lo son tener una altura menor de 30 metros para estructuras regulares y para estructuras irregulares de no más de 20 metros. (NTC-S, 2004)

El análisis estático se basa en el cálculo de las fuerzas sísmicas con la ordenada espectral, la cual fue obtenida mediante el cálculo aproximado del periodo de la estructura que depende de la distribución de las masas y las rigideces presentes en cada nivel.

El método tiene como hipótesis fundamental que la respuesta dinámica de la estructura puede representarse con suficiente aproximación de la siguiente forma:

$$u = z(t)\psi$$

Donde:

u Vector de desplazamientos.

ψ Vector de forma independiente del tiempo.

$z(t)$ Factor escalar dependiente del tiempo, interpretado como desplazamiento de azotea.

Otra manera de la resolución trata de una estructura de cortante que para caracterizar a la estructura basta considerar la rigidez lateral de cada nivel dando lugar a una matriz de rigideces tridiagonal, (Chopra, 2014).

$$m\ddot{u} + ku = -m\ell\ddot{u}_g$$

Donde:

m Matriz diagonal de masas m_j por nivel.

k Matriz tridiagonal que representa la rigidez lateral del sistema k_j por nivel.

$\ddot{u}$ Vector de aceleraciones de la estructura.

$\ddot{u}_g$ Aceleración del terreno en la base de la estructura.

ℓ Vector unitario.

Multiplicando esta expresión por el vector de forma ψ , se obtiene una ecuación de un solo grado de libertad:

$$M\ddot{u} + Ku = -L\ddot{u}_g$$

Donde:

$$M = \sum_{j=1}^N m_j \psi_j^2; K = \sum_{j=1}^N k_j (\psi_j - \psi_{j-1})^2; L = \sum_{j=1}^N m_j \psi_j$$

De la formula anterior se puede deducir el periodo fundamental con $T=2\pi/\omega$, $\omega^2 = K/M$, sustituyendo $V_j = z(\psi_j - \psi_{j-1})k_j$ y $V_j = \sum_{i=1}^j F_i$ para obtener la ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N w_j u_j^2}{g \sum_{j=1}^N F_j u_j}}$$

Donde:

w_j Peso del nivel j.

g Aceleración de la gravedad.

F_j Fuerza sísmica en el nivel j.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de las plantas, las cuales se tomaran como masas que se multiplicaran por un coeficiente proporcional a la altura de la masa sobre el desplante (h_j), el coeficiente se tomará de tal manera que c/Q' no sea menor a a que es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$.

$$F_j = \frac{F_T a}{Q' f_r} w_j h_j \frac{\sum_{j=1}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Donde:

h_j Altura del nivel medida desde la base de la estructura.

a Aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad, considerando los cambios debido a amortiguamientos.

F_T Factor de corrección que será de 1.5 en el caso que la estructura sea de tipo A.

Q' Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, que se obtiene de la siguiente manera:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_b}}; & \text{si } T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

Donde:

Q Factor de comportamiento sísmico especificado en las recomendaciones para cada tipo de estructuras.

El factor de comportamiento Q recomendado para la mampostería depende del tipo de piezas y de si los muros tienen refuerzo horizontal o no (NTC-M, 2004):

Tabla 9 Tabla de uso de factores de comportamiento sísmico

Factor de Comportamiento Sísmico Q	Condiciones de Uso
2.0	Muros de piezas macizas o de piezas multiperforadas con refuerzo horizontal con al menos la cuantía mínima y los muros estén confinados con castillos exteriores.
1.5	Muros de piedra huecas independientemente del refuerzo en los muros y del tipo de castillos.
1.0	Para el resto de los muros.

Adicionalmente el factor de comportamiento sísmico deberá multiplicarse por un factor para tomar en cuenta el grado de irregularidad de la estructura f_r , este factor está en función con a lo indicado en el capítulo 6 de las (NTC-S, 2004).

Tabla 10 Tabla de uso de factores de regularidad.

Factor de regularidad f_r	Condiciones de Uso
1.0	La estructura es regular según lo marcado en el capítulo 6 de las NTC - S
0.9	Cuando no se cumpla alguno de los requisitos del I al XI del capítulo 6 de las NTC - S
0.8	Cuando la estructura no cumpla con dos o más requisitos.
0.7	Cuando la estructura se fuertemente irregular.

Después de la obtención del periodo fundamental de vibración de la estructura mediante el cociente de Schwartz se resolverá de la siguiente manera:

$$P_n \begin{cases} \frac{a}{Q'} w_j h_j \frac{\sum_{j=1}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} & T < T_b \\ w_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a}{Q'} & T > T_b \end{cases}$$

Donde:

$$\alpha_1 = (1 - 0.5r(1 - q)) \frac{\sum_{j=1}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

$$\alpha_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum_{j=1}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Donde:

$$q = (T_b/T_e)^r$$

$$r = \begin{cases} 1.00 & F_s = 1 \\ 1.33 & 1 < F_s \leq 1.5 \\ 2.00 & F_s > 1.5 \end{cases}$$

3.2.1. Sección Agrietada

Para la obtención de la sección agrietada es necesario contar con hipótesis acerca de la cinemática de la sección y las curvas esfuerzo deformación de los materiales, para esto las (NTC-M, 2004) da las hipótesis para la obtención de la resistencia de diseño a flexión, carga axial o una combinación de ambas:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan una mejor determinación de la curva de esfuerzo-deformación de la mampostería, esta se supondrá lineal hasta la falla.

Para el cálculo de la sección agrietada se sugiere el uso de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales que se presenta en la figura 19 donde se seleccionan las curvas rojas correspondientes a la excentricidad y la longitud efectiva (e/d) y la curva azul correspondiente a la carga axial entre la resistencia nominal (P/P_m), en el punto de intersección se traza una línea en el eje de las abscisas para obtener la lectura de la profundidad del eje neutro normalizada con respecto a la longitud efectiva (c/d).

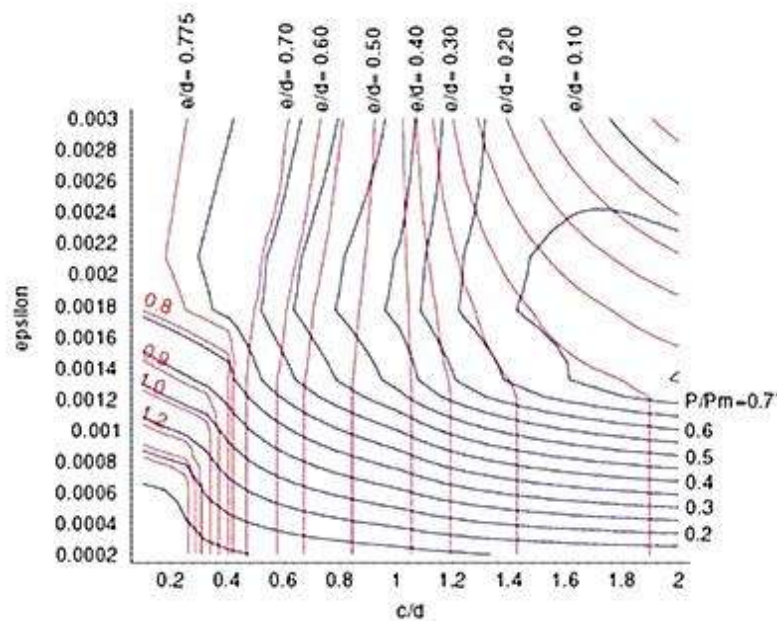


Figura 19 Profundidad del eje neutro de una sección de muro con castillos vs Deformación unitaria de la fibra extrema a compresión, (Pérez Gavilán, 2015).

Para el modelado de las estructuras se tienen diferentes metodologías que ofrecen resultados confiables de acuerdo a sus condiciones de aplicación y su base teórica de resolución.

3.2.1.1. Diagonal Equivalente

Este método es aplicado al diseño de muros diafragma y confinados para edificios estructurados por marcos de concreto o acero. La función principal de los muros es aportar restricciones al desplazamiento de los marcos del modelo para modificar la respuesta sísmica del edificio. (Pérez Gavilán, 2015).

El método de la diagonal equivalente se basa en el comportamiento observado de los muros diafragma donde se considera al muro como una diagonal con sus extremos articulados para proporcionar únicamente rigidez axial, actuando a compresión (figura 20). Sus propiedades geométricas se toman de acuerdo al espesor del muro, un ancho equivalente, mientras que el módulo de elasticidad axial de la diagonal se tomara como el de la mampostería.

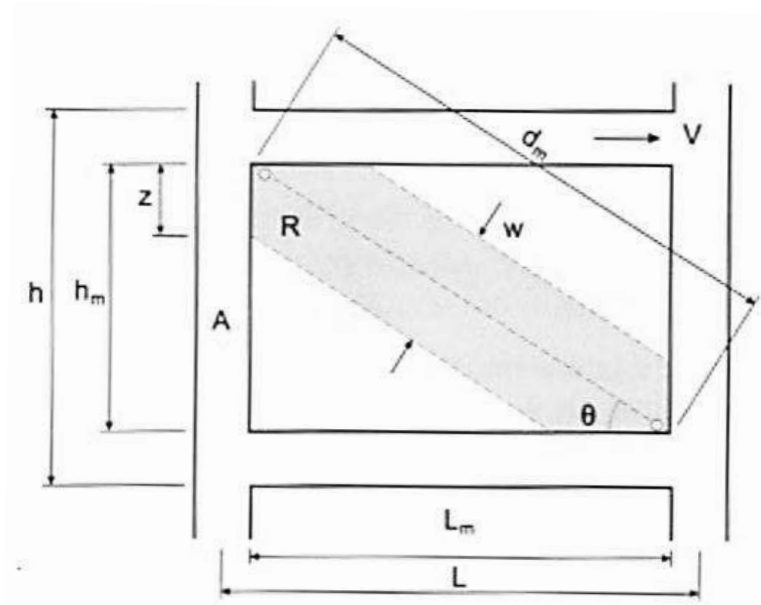


Figura 20 Geometría considerada para el modelo de diagonal equivalente, (Pérez Gavilán, 2015).

Varios autores proponen diferentes criterios para el cálculo del ancho w de la diagonal, Holmes (1961) propone un ancho de $d_m/3$, Stafford Smith (1969) basándose en los resultados de pruebas realizadas en modelos a escala encontró que el ancho varía entre $0.24d_m$ para relaciones de aspecto $\alpha = 1$ hasta $0.09d_m$ para $\alpha = 5$, Mainstone (1971) presenta expresiones que dan por resultado anchos de entre $0.06d_m$ y $0.07d_m$.

El método a utilizar más comúnmente es el investigado por Bazán y Meli (1998) basado en el análisis de elemento finito con el que se simuló la separación entre mampostería y marco, proponiendo la siguiente expresión para el cálculo de la ancho de la diagonal equivalente:

$$w = (0.35 + 0.22\lambda)h$$

Donde:

λ Parámetro que expresa las rigideces relativas entre muro y marco.

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad del concreto.

A_c Área de la columna.

G_m Módulo de rigidez a cortante de la mampostería.

A_m Área de muro.

3.2.1.2. Elemento Finito

El método de análisis de elementos finitos es un método sofisticado para la resolución de problemas complejos en varios campos de la ciencia y la ingeniería.

El método de elemento finito (MEF) es uno de los métodos numéricos utilizados para obtener una solución aproximada de sistemas de ecuaciones diferenciales ordinarias y parciales, con la posibilidad de tratar a su vez con condiciones de frontera definidas en geometrías complejas que son comunes en la práctica profesional.

La aplicación del método de elemento finito para un problema dado toma en cuenta los siguientes pasos:

- i. Desarrollo de las ecuaciones de los elementos
- ii. Discretización del dominio de la solución en una malla de elementos finitos
- iii. Armado de las ecuaciones de los elementos
- iv. Introducción de condiciones de borde
- v. Solución de las variables nodales
- vi. Computación de la solución y las cantidades relacionadas de cada elemento

La idea clave del método de elemento finito es el discretizar el dominio de las soluciones en un número de dominios más simples llamados elementos, estos

elementos pueden asumir una solución aproximada en términos de las soluciones en un punto seleccionado llamado nodos (figura 21).

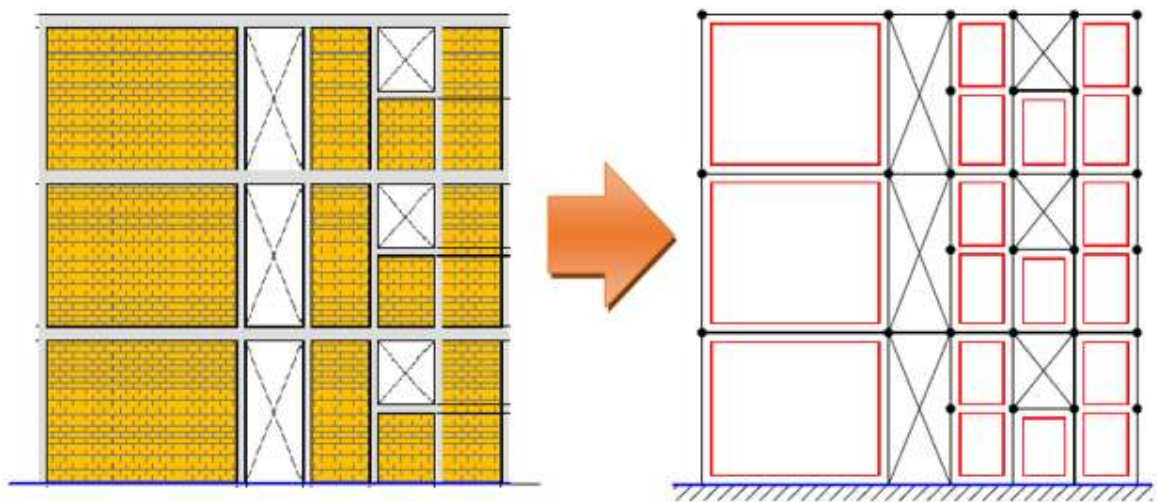


Figura 21 Ejemplo de discretización

Para nuestro caso la solución será expresada en grados de libertad nodales gobernados por ecuaciones diferenciales parciales bidimensionales y la discretización se expresara mediante elementos triangulares o cuadriláteros, y estos estarán rodeados de elementos barra que se encargaran de representar a otros elementos resistentes en el sistema como lo son castillos y trabes.

Los elementos cuadriláteros que comúnmente representan los muros de mampostería usados en la aplicación del MEF deben de mantener ciertas condiciones para garantizar resultados consistentes:

- La relación de aspecto tiene que ser cercana a la unidad
- Las aristas de los elementos cuadriláteros deberán de tener un ángulo cercano a los 90°

A su vez, los elementos finitos tienen que compartir nudos con los elementos adyacentes para obtener compatibilidad en los resultados de desplazamientos.

Debido a las características mecánicas de los muros de mampostería, estos deberán adoptar un elemento de tipo cascaron ya que mediante esta selección

se garantiza la transmisión de fuerzas y momentos en el plano que debería resistir la mampostería

Una vez definidas las ecuaciones de cada uno de los elementos en relación con la geometría de borde del dominio real, se plantean las soluciones de las variables nodales para así proceder la obtención numérica de las propiedades de los nodos

Gracias a la implementación de programas comerciales de análisis estructural facilita el uso de este método, ya que gracias a su complejidad es difícil la resolución de este método sin la ayuda de los procesos a gran velocidad realizados por los equipos de cómputo.

3.2.1.3. Método del Puntal Tensor

Este método, originalmente relacionado con el análisis de estructuras de concreto, idealiza estructura suponiendo que el sistema se comporta como una armadura, determinando las fuerzas de compresión y tensión en los elementos por medio de las ecuaciones de la estática. (Pérez Gavilán, 2015)

Para generar el modelo de puntal tensor se tendrá que analizar la estructura por marcos y obtener las fuerzas gravitacionales factorizadas (figura 22) y la fuerza sísmica en cada dirección de análisis (figura 23) para generar las fuerzas de diseño en cada nodo de la estructura.

También se evaluará que los elementos resistentes como los castillos de concreto reforzado podrán actuar como puntales o tensores, mientras que los muros confinados se representarán como puntales exclusivamente.

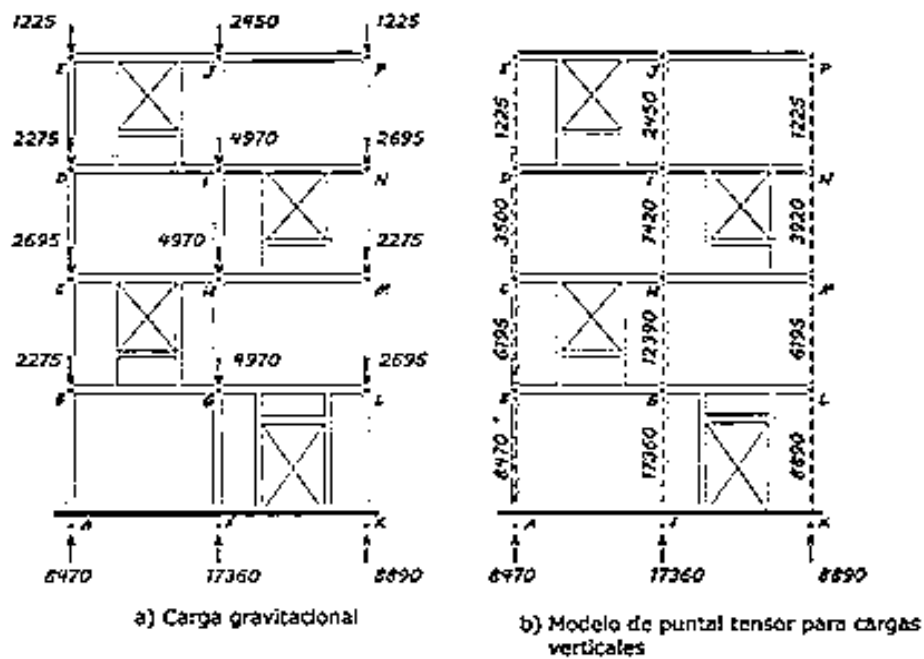


Figura 22 Representación de carga vertical por modelo de puntal tensor, (Pérez Gavilán, 2015).

Para las fuerzas sísmicas se ignorarán los muros que tienen una relación de aspectos menores a 1.5, si existieran dos paneles en el mismo nivel capaces de transmitir carga, es necesario repartir la fuerza horizontal a lo largo de la dala, dado que asume que el sistema de piso la transmite a los muros, finalmente debe ponerse la carga lateral en los nudos.

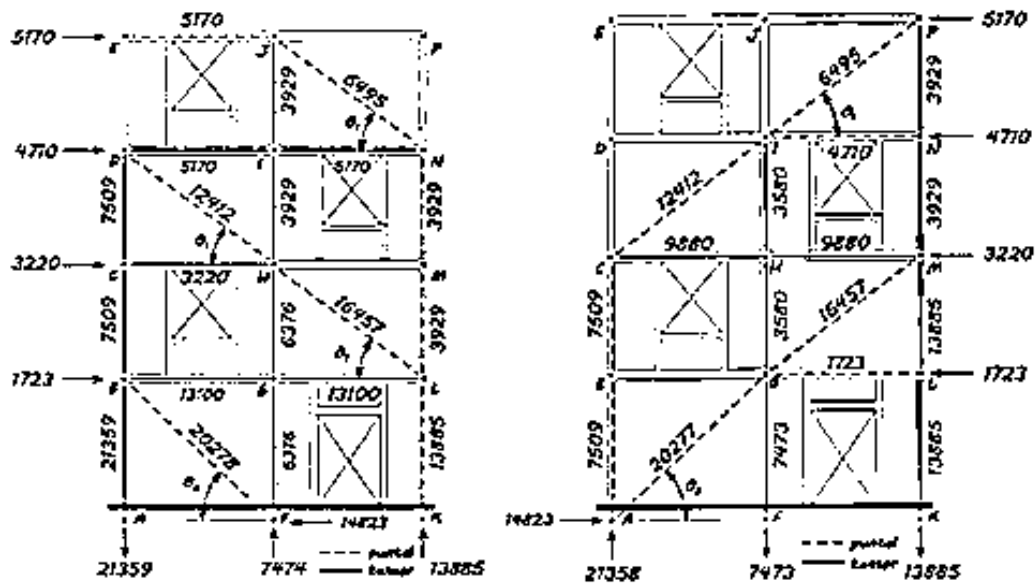


Figura 23 Representación de carga sísmica en el método de puntal tensor, (Pérez Gavilán, 2015).

Terminando esto el momento producido por las reacciones deberá estar en equilibrio con el momento de volteo de las fuerzas sísmicas.

Al final para las cargas de diseño del muro se tomara la fuerza vertical como:

$$P_u = P_v + P_s$$

Donde:

P_v Carga vertical obtenida mediante la distribución de las fuerzas en el puntal.

P_s Fuerza vertical por sismo.

Y la fuerza cortante de diseño se definirá como:

$$V_u = 1.1 \times V_s$$

Donde:

V_s Fuerza cortante por sismo.

3.2.1.4. Columna Ancha

El método de la columna ancha es un método de modelación que consiste en que en estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos se pueden reemplazar por columnas con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a los muros o segmentos reales.

Para la aplicación del método se tendrán que hacer las siguientes observaciones. (Pérez Gavilán, 2015).

- I. Los muros o segmentos de muro se modelaran con elementos tipo barra que incluyan deformaciones por cortante (figura 24).

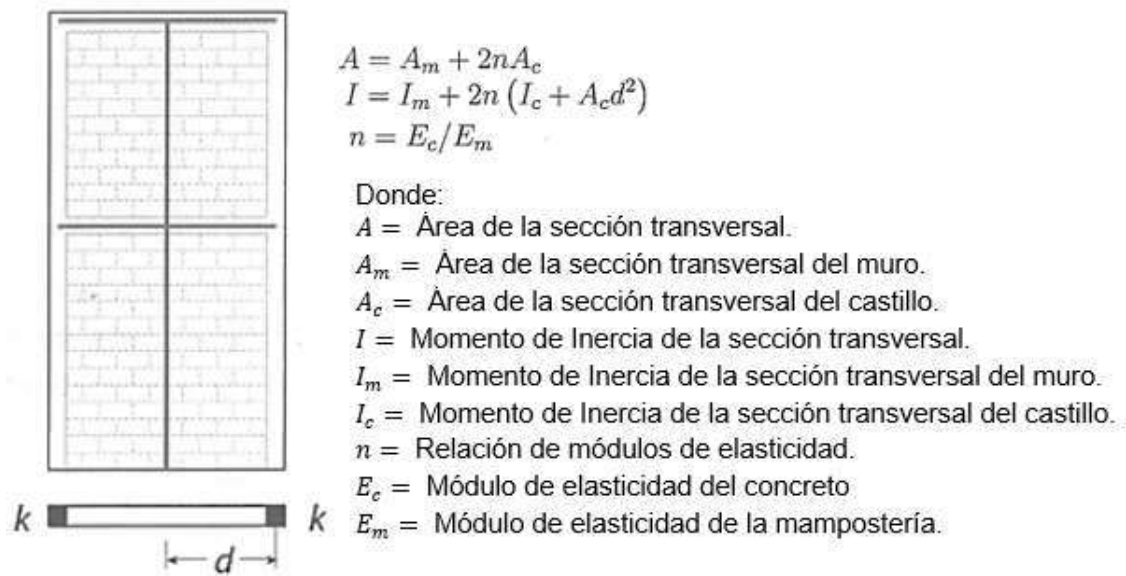


Figura 24 Representación de elementos columna ancha, (Pérez Gavilán, 2015).

- II. La sección transversal del elemento será la sección transversal del muro con la opción de incluir los castillos, para el caso de la inclusión de los castillos que sean aledaños a dos o más segmentos de muro que se modelen en forma separada, deberá incluirse, solamente en uno de los segmentos. (figura 25)

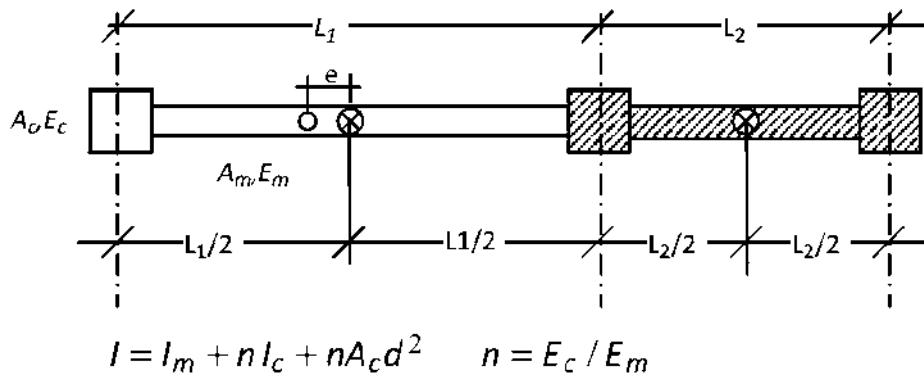


Figura 25 Ejemplo de cálculo de sección transversal con columnas aledañas, (Pérez Gavilán, 2015).

III. Así mismo ilustrado en la figura 25 se localizara el elemento en el centro del muro, esta posición será diferente para el caso en que se comparta uno de los elementos columna y el elemento se encontrara en el centroide de la sección transformada, que presenta una excentricidad con relación a el muro.

IV. Las propiedades deberán ser siempre centroidales aun cuando haya diferencias entre el eje centroidal y la posición del muro.

V. Para modelar el ancho del muro de modo que otros elementos puedan conectarse al borde del mismo se deberán utilizar elementos rígidos que salen perpendiculares al eje del muro hasta llegar al borde con el propósito de generar los momentos correspondientes.

En algunos programas de análisis comerciales es posible establecer una restricción cinemática a un grupo de nudos que consiste en que el comportamiento de los nudos tanto el de la columna ancha como el del borde de extremo del elemento rígido se comporten como si estuvieran unidos por un cuerpo rígido en el plano del elemento.

VI. En el caso de no contar con la opción de establecer una restricción cinemática en el programa comercial elegido, puede definirse una sección transversal de la viga que tenga como peralte la altura de entrepiso y deberá tener un módulo de elasticidad mucho mayor que el

de la mampostería, para obtener la simulación del elemento infinitamente rígido.

Se deberá prever la utilización de módulos exageradamente grandes, como consecuencia podrán generar inestabilidades en la matriz de rigideces de la estructura.

- Propiedades de la Sección Transversal

Para la obtención de las propiedades de la sección transversal se tendrán dos enfoques que dependerán de cómo se considere la sección de la columna ancha.

Para propósitos de este proyecto se tomara la consideración de que la sección transversal podrá ser con la presencia exclusiva de los muros de mampostería o bien tomando en cuenta los elementos resistentes aledaños como lo son los castillos.

Tabla 11 Propiedades geométricas de los elementos columna ancha, (Pérez Gavilán, 2015).

Propiedades de la Sección	Muros de Mampostería	Mampostería con Elementos Resistentes
Área Transversal	$A_m = t \times L$	$A = A_m + 2nA_c$
Momento de Inercia	$I_m = \frac{t \times L^3}{12}$	$I = I_m + 2n(I_c + A_c d^2)$
Relación de Módulos de Elasticidad	$n = 0$	$n = \frac{E_c}{E_m}$
Área de Cortante		$A_v = \frac{A}{\kappa}$
Factor de Forma	$\kappa = 1.2$	$\kappa = \frac{6}{5} + \frac{6\alpha(n-1)}{5(2-2\alpha)}$
Relación castillo-muro	$\alpha = 0$	$\alpha = \frac{\sum_i b_i}{L}$
Área de Cortante Transversal		$A_{vt} = \frac{A}{1.2}$
Módulo de Torsión		$J = \frac{bL^3}{3}$

- Modelación de elementos resistentes.

El método que describe las NTC-M para la modelación de columna ancha describe que estas deberán estar acopladas por vigas con momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, el cual deberá sumarse el momento de inercia de los díteles y pretilles:

- Cuando el acoplamiento de dos muros es a nivel de la losa, esta debe modelarse poniendo un elemento cuya sección sea equivalente, con el espesor de la losa y un ancho tres veces el espesor de la losa.

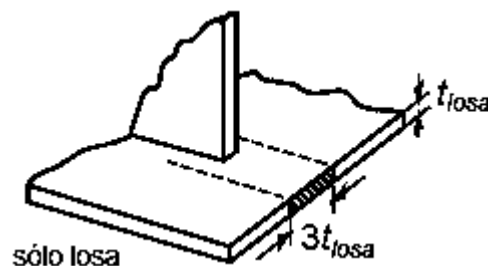


Figura 26 Ancho equivalente de losa, (NTC-M, 2004).

- Cuando el acoplamiento es a nivel de losa y si existe una dala, este debe modelarse común elemento de sección “T” donde el patín tiene un ancho efectivo a ocho veces el espesor de la losa más el ancho de la dala y el espesor es variable de acuerdo al espesor de la losa y la dala.

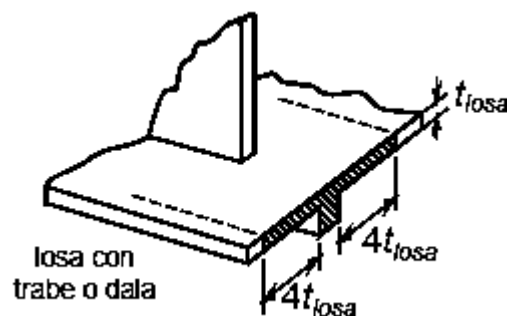


Figura 27 Ancho equivalente de losa con dala, (NTC-M, 2004).

- Cuando el muro se encuentra bajo una ventana se debe incluir la sección del pretil construyendo en conjunto una sección transformada en las plantas superiores y en la planta base se podrá hacer el modelado del pretil como columna ancha y elementos rígidos.

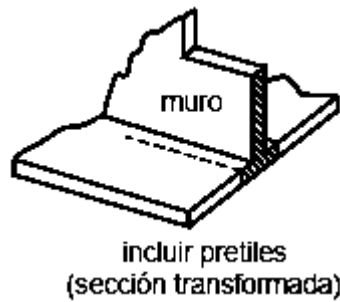


Figura 28 Ancho equivalente en pretiles mediante sección transformada, (NTC-M, 2004).

3.3. Análisis Dinámico.

Cuando no se cumplen las condiciones marcadas por el diagrama de la figura 15 se procede al uso de uno de los diferentes análisis dinámicos que se presentaran a continuación.

Las ventajas ofrecidas por el análisis dinámico es que es aplicable para cualquier tipo de estructura y no tiene restricción alguna para su aplicación, por lo contrario es necesario la aplicación de métodos dinámicos como lo son el análisis modal espectral y el análisis paso a paso entre otros.

3.3.1. Análisis Modal Espectral.

El análisis modal espectral es aplicable al cálculo de la respuesta lineal de estructuras con varios grados de libertad sujetas a movimientos sísmicos definidos por medio del espectro de diseño, a su vez este método no puede utilizarse para determinar las fuerzas de diseño puesto que estas son función de la respuesta no lineal de la estructura, esto se puede resolver si el comportamiento inelástico se aproxima, así de esta manera se puede utilizar como la respuesta lineal pero modificada por estos conceptos.

Para que este arreglo sea aceptable, se necesita que la disipación de energía por comportamiento inelástico sea marcadamente uniforme en la mayor parte de la estructura y que las torsiones de entrepiso en condiciones no lineales guarden cierta relación con las que obran en condiciones lineales. (figura 29)

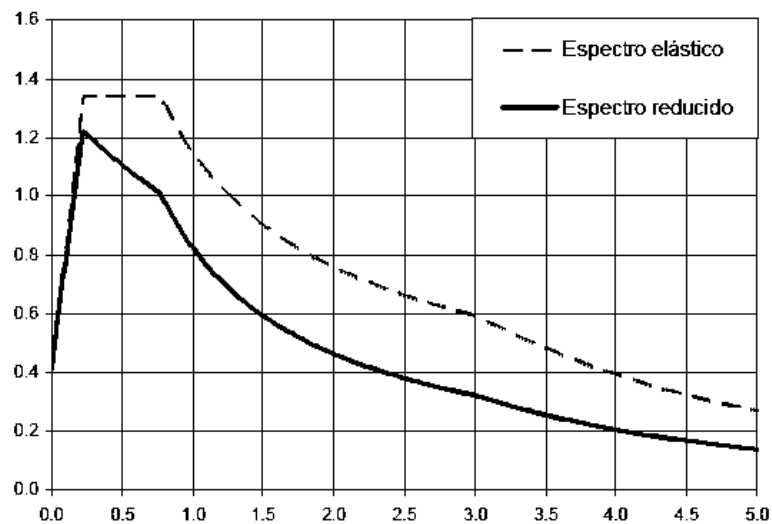


Figura 29 Ejemplo de espectro de diseño reducido, (CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo, 2008).

Con los requisitos de considerar por lo menos los tres primeros modos naturales de vibración en traslación horizontal, para cada dirección de análisis, sin considerar el acoplamiento con la rotación respecto a un eje vertical, se desprecian aquellos modos naturales cuyo efecto combinado no modificaría las fuerzas de diseño significativamente, este requisito es necesario cuando se trata de estructuras de periodo fundamental largo.

Una manera de incluir todos los modos necesarios consiste en tomar en cuenta todos los modos necesarios para que la suma de sus pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que el noventa por ciento del peso total de la estructura.

Los pesos modales efectivos W_{ei} se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\Phi^T W J)^2}{\Phi^T W \Phi}$$

Donde:

Φ Vector de amplitudes del i-esimo modo natural de vibrar de la estructura.

W Matriz de pesos de las masas de la estructura.

J Vector unitario.

El movimiento de las masas de una estructura en varios grados de libertad sometida a excitación en su base está gobernado por la ecuación matricial de equilibrio dinámico: (Chopra, 1995).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ell\ddot{u}_g$$

Donde:

c Matriz de amortiguamiento.

$\dot{u}$ Vector de velocidades de la estructura.

El desplazamiento u del sistema con N grados de libertad puede expresarse como la superposición de las contribuciones modales:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n D_n(t) \Gamma_n$$

Donde:

$D_n(t)$ Deformación del n -ésimo modo de un sistema de 1GDL.

Φ_n N -ésimo modo natural de vibración que se obtiene al resolver el problema de valores característicos definido por la ecuación matricial homogénea:

$$[k - \omega_n^2 m] \Phi_n = 0$$

Γ_n Coeficiente de participación modal que se determina como:

$$\Gamma_n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_i^2} \right]$$

Para fines de interés de análisis nos interesa solo conocer la n -ésimo respuesta modal máxima que se define como:

$$u(t) = \Phi_n S_d(T_n) \Gamma_n$$

Donde:

T_n N -ésimo periodo natural de vibrar igual a $2\pi/\omega_n$

S_d Desplazamiento espectral correspondiente al n-ésimo periodo natural de vibrar que se define como:

$$S_d(T_n) = \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2}$$

Siendo $S_a(T_n)$ la aceleración espectral de diseño, entonces la n-esima respuesta modal máxima en términos de aceleración espectral y reducida y reducida por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia es:

$$u_n = \Phi_n \frac{S_a(T_n)}{Q'(T_n)R(T_n)\rho} \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2}$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas máximas que se producen al vibrar la estructura en su n-ésimo modo son:

$$F_n = k_n * u_n$$

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición de ellas en una cota superior de la respuesta total de la estructural. Por ello las respuestas modales, en este caso pueden ser la fuerza cortante, el desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinaran para calcular las respuestas totales de acuerdo con el criterio probabilista de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o bien el criterio probabilista de la combinación cuadrática completa según sea el caso:

$$S = \begin{cases} \sqrt{\sum_{n=1}^N S_n^2} & \text{si } T_n \text{ y } T_m \text{ difieren mas del 10\% entre si} \\ \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N \rho_{nm} S_n S_m} & \text{si } T_n \text{ y } T_m \text{ difieren menos del 10\% entre si} \end{cases}$$

Donde:

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\zeta_n \zeta_m} (\zeta_n + \Omega_{nm} \zeta_m) \Omega_{nm}^{1.5}}{(1 + \Omega_{nm}^2)^2 + 4\zeta_n \zeta_m \Omega_{nm} (1 + \Omega_{nm}^2) + 4(\zeta_n^2 + \zeta_m^2) \Omega_{nm}^2}$$

ζ Fracciones del amortiguamiento critico asociados a los modos respectivos

$$\Omega_{nm} = \frac{\omega_n}{\omega_m}$$

3.3.2. Análisis paso a paso.

Este método de aceleración lineal supone que la aceleración puede ser expresada como una función lineal del tiempo durante el intervalo de tiempo Δt . La fuerza aplicada $p(t)$ esta dada por el conjunto de valores discretos $p_i = p(t_i)$, $i = 0$ a N

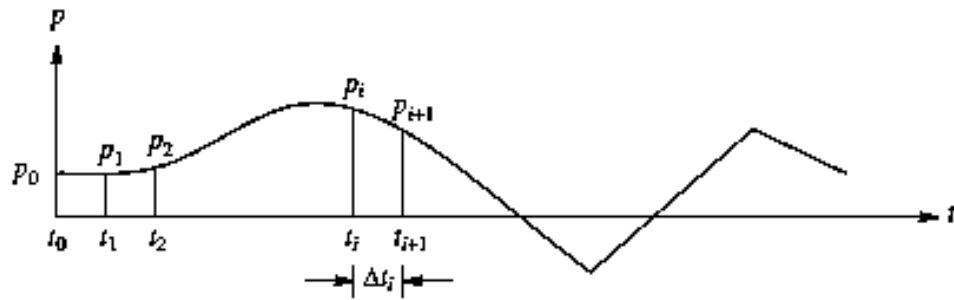


Figura 30 Gráfica de método paso a paso en relación a la fuerza (Chopra, 1995)

La respuesta se determina en los instantes de tiempo discretos t_i , el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema de 1GDL se suponen conocidos para satisfacer la ecuación en el instante i .

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p_i$$

Siendo este un sistema lineal es posible desarrollar un procedimiento numérico muy eficiente mediante la interpolación de la excitación en cada intervalo de tiempo y el desarrollo de la solución exacta. Si los intervalos de tiempo son cortos, la interpolación lineal es cercana a la correcta, y por lo tanto se puede deducir que:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$$

Donde:

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$$

τ Variable de tiempo que varía de 0 a Δt_i .

Por simplicidad algebraica, se considera primero los sistemas sin amortiguamiento dando la siguiente ecuación a resolver:

$$m\ddot{u} + ku = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$$

Esta ecuación es sometida a las condiciones iniciales $u(0) = u_i$ y $\ddot{u}(0) = \ddot{u}_i$.

La respuesta $u(\tau)$ durante el intervalo de tiempo $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$ es la suma de tres partes:

- La vibración libre debida al desplazamiento inicial u_i y la velocidad $\ddot{u}_i$ en $\tau = 0$.
- La respuesta a la fuerza de paso p_i con condiciones iniciales nulas.
- La respuesta a la fuerza incremental $\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$ con condiciones iniciales nulas

4. Pruebas de Vibración Ambiental y Análisis de Señales

4.1. Técnicas de análisis espectral

- Técnica de Nakamura

Este método creado en 1989 por Yukata Nakamura que propone la obtención del periodo fundamental del suelo a partir de mediciones de vibración ambiental vertical y horizontal en superficie, (Nakamura, 1989).

Nakamura postula que las ondas que causan las vibraciones ambientales registradas en la superficie del suelo son de dos tipos: Ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo (P y S), para esto una fuente superficial genera ondas de cuerpo en un medio formado por una capa elástica sobre una roca con una gran diferencia de impedancia, debido a las reflexiones que ocurren en la interfaz suelo-roca, parte de las ondas P y S se mueven desde el basamento hacia la superficie donde son registradas por los sensores, (Ritta, Suárez, & Pando, 2012).

Nakamura expresó el movimiento horizontal (H_f) y vertical (V_f) del suelo en la superficie libre como la suma del movimiento debido a las ondas de cuerpo que viajan desde el basamento más la contribución de las ondas superficiales. Esta superposición conviene hacerla en el dominio de la frecuencia. Por lo tanto $H_f(\omega)$ y $v_f(\omega)$ son, respectivamente, la transformada de Fourier del movimiento horizontal en la superficie y la transformada de Fourier del movimiento vertical en la superficie considerando, para ambos, la contribución de los dos tipos de onda (de cuerpo y superficiales).

Así obteniendo de la siguiente manera las funciones de transferencia entre el movimiento en la superficie y en la roca basal para ambas componentes:

$$T_h(\omega) = \frac{H_f(\omega)}{H_b(\omega)}; \quad T_v(\omega) = \frac{V_f(\omega)}{V_b(\omega)}$$

Donde

$H_b(\omega)$ Espectro horizontal del ruido ambiental en el sitio.

$V_b(\omega)$ Espectro vertical del ruido ambiental en el sitio.

Nakamura propone una función de frecuencia $T_h^*(\omega)$ debido a la dificultad para obtener los espectros en el basamento rocoso:

$$T_h^*(\omega) = \frac{T_h(\omega)}{T_v(\omega)} = \frac{H_f(\omega) * V_b(\omega)}{H_b(\omega) * V_f(\omega)}$$

Usando resultados de sus propias mediciones experimentales, Nakamura determinó que el cociente entre $H_b(\omega)$ y $V_b(\omega)$ es aproximadamente uno en la base de la estructura, así obteniendo de la expresión anterior lo siguiente:

$$T_h^*(\omega) = \frac{T_h(\omega)}{T_v(\omega)} = \frac{H_f(\omega)}{V_f(\omega)}$$

Este coeficiente se llama QTS (Cuasi-espectro de transferencia), la cual presenta un pico en concordancia con la frecuencia fundamental del depósito del suelo.

- Función de Transferencia

La función de transferencia es una representación matemática para describir un modelo de “caja negra” en donde se tiene funciones de entrada y de salida. (figura 31)



Figura 31 Función de transferencia simple.

Para nuestro uso aplicado se podría expresar que la función de entrada f_e es el movimiento real del terreno, la función de salida f_s sería la lectura capturada en el instrumento.

Para obtener nuestros datos de interés, estos estarán representados mediante la función de transferencia f_t , que es el cociente de la función de salida y la función de entrada,

$$f_t = \frac{f_s}{f_e}$$

- Técnica de Refracción de Micro-tremores (ReMi).

La metodología de la técnica sísmica pasiva ReMi está basada en las técnicas del análisis espectral de las ondas superficiales (SASW) y el análisis multicanal de las ondas superficiales (MASW), extrae del análisis espectral de las ondas sísmicas de superficie una estimación de la variación de la velocidad de propagación de la onda S (V_s) con la profundidad, (Álvarez Revuelta, 2015).

Este método está basado en la detección del frente de ondas superficiales producidas por una fuente artificial, así como por el ruido ambiente sísmico, que cuando más abundante sea mejores resultados ofrece.

El principio de las técnicas SASW y MASW está asociado al carácter dispersivo de las ondas de Rayleigh cuando atraviesan un medio estratificado. La dispersión ocurre cuando diferentes frecuencias viajan a diferentes velocidades, incrementando la longitud de onda, el Trayecto-Profundidad de la onda se incrementa, debido a esta teoría se pueden obtener las propiedades acústicas del terreno a varias profundidades analizando los rangos de frecuencia típicos, obteniendo la curva de dispersión del lugar estudiado.

Para la obtención de las velocidades de fase se hacen comparaciones directas y del espectro de amplitud de cada pareja de sismómetros calculados en tiempo real por un analizador de forma de onda generalmente acompañado con el equipo que lleva a cabo la transformada rápida de Fourier.

Los micro-tremores son registrados con una serie de o más geófonos de baja frecuencia sin necesidad de operar con una fuente sísmica activa, estos geófonos deben de tener una frecuencia natural en el rango de 4 a 15 Hz y el tiempo típico de registro es de 15 a 30 segundos, las frecuencias buscadas tendrán un rango de 2 a 25-30 Hz, lo cual es suficiente para definir el perfil de velocidades de onda S (V_s), hasta unos cien metros de profundidad.

La onda registrada es convertida del dominio distancia- tiempo al dominio lentitud-frecuencia, en el cual se le da mejor apreciación al espectro.

- Downhole

El método Downhole es un método superficial que utiliza las propiedades de ondas acústicas y de corte para generar un perfil vertical detallado de la variación de velocidad sísmica y la profundidad.

El método se basa en la teoría sísmica que indica que las ondas sísmicas viajan a la velocidad del material en el que está viajando con la ventaja de poder encontrar capas ocultas y no requiere que la velocidad de las capas incremente con su profundidad.

Las lecturas se hacen introduciendo un acelerómetro de tres componentes dentro de un pozo. La lectura empieza a nivel del suelo cerca del pozo, lo cual causa que a la onda directa viaje en un camino casi vertical al geófono captando las ondas en cortante y primarias.

4.2. Descripción de los Edificios Estudiados

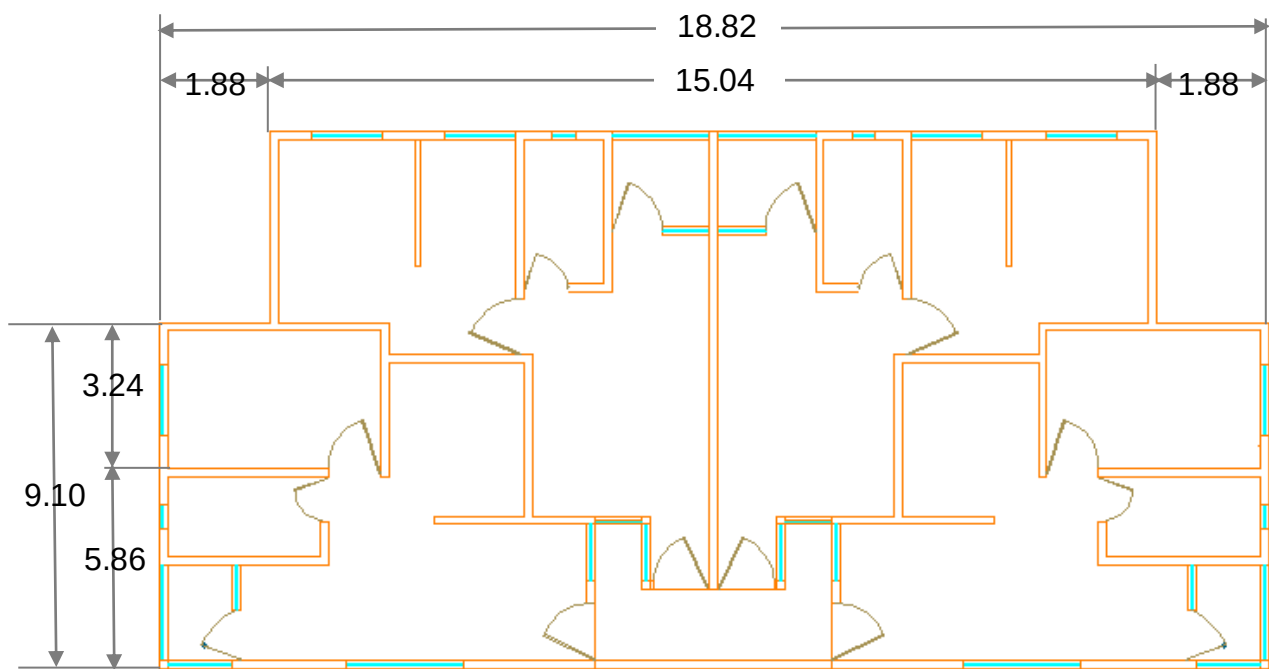
Los edificios a analizar se encuentran en el fraccionamiento Las Espigas II en el municipio de Tarímbaro, Michoacán; ubicado en las coordenadas $19^{\circ} 47' 15.68''$, $-101^{\circ} 8' 41.16''$.

En la figura 32, los edificios señalados cuentan con la misma geometría, estos están divididos en dos módulos unidos por escaleras para el acceso a cada nivel, cada uno de estos módulos cuenta con un área de construcción de 155.25 m^2 en cada uno de sus cuatro niveles más la azotea con una altura de entrepiso de 2.4 m



Figura 32 Vista satelital del fraccionamiento “Las Espigas II” (Google Earth Pro, 2015).

En las figuras 33 y 34 se muestra la planta y fachada principal de los módulos estudiados respectivamente, los cuales nos sirven para definir las características geométricas que demanda el proyecto y en base a esto realizar un análisis estructural para definir su comportamiento.



.Figura 33 Planta arquitectónica de la edificación estudiada.

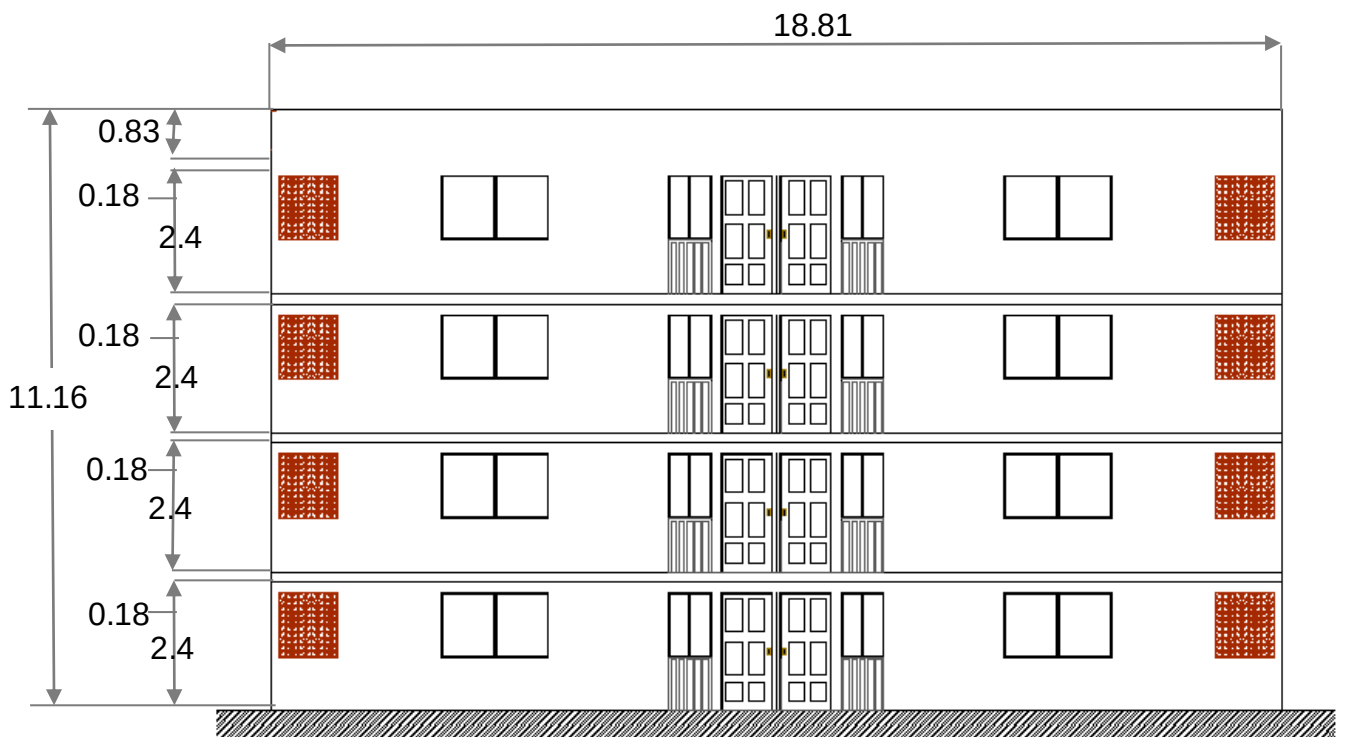


Figura 34 Fachada tipo de los módulos estudiados.

- Descripción Estructural

El edificio está estructurado a base de muros de mampostería de Novablock multiperforado de 11.5x20x32.5 cm pegados con mortero tipo I con proporción Cemento - Cal - Arena 1: 0.25: 3 y confinado por castillos y trabes de varillas de 3/8" hasta 1/2" de diámetro con estribos de 1/4" a 3/8" a cada 20 cm y 10 cm respectivamente. Los castillos y las trabes estarán conformadas con acero de refuerzo de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ y concreto de resistencia de 150 kg/cm^2 para castillos y 200 kg/cm^2 respectivamente, con un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 .

La losa de entrepiso está conformado de un sistema de vigueta de alma abierta de 13 cm de peralte con un patín de 12x5 cm y armado adicional de 2 varillas de 1/4" de diámetro, bovedilla de poliestireno de 12x64-69 y una capa de compresión de 4 cm de concreto con un $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y malla electro-soldada de 6x6-10x10 con un $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.

4.3. Medición y Análisis de Señales

Las propiedades espectrales del modelo son obtenidas mediante la utilización de un acelerómetro K2 de Kinematics de doce canales, se utilizaron nueve sensores uniaxiales colocados en una placa de aluminio de 2.5x35x 35 cm y un sensor triaxial colocado en campo libre. Los sensores fueron conectados a una consola mediante cables especiales para la pruebas de vibración ambiental. Para establecer los parámetros de grabación se utilizó una computadora portátil que se conectó a la grabadora K2. El equipo utilizado se muestra en la figura 35.

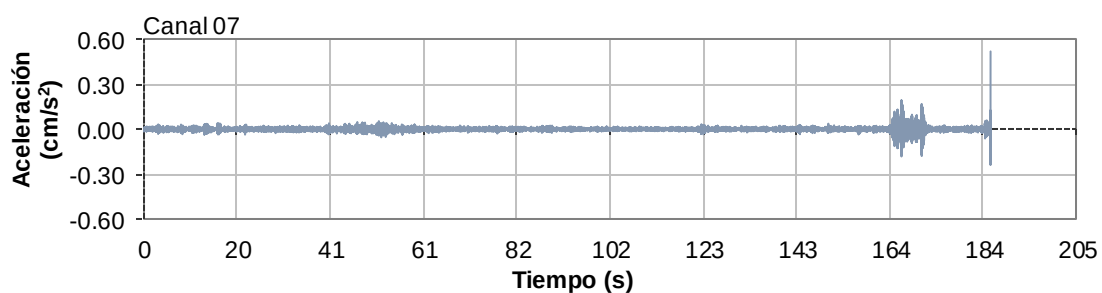


Figura 35 Equipo de medición K2 de Kinemetrics empleado en el estudio realizado.

La velocidad de muestreo de la medición realizada es de 200 muestras por segundo realizando 3 mediciones con una duración de 3.5 minutos.

Los sensores se ubicaron en el suelo a aproximadamente 20 metros del edificio, en la planta baja de la edificación y en el último piso de la misma, tomando lecturas en los canales longitudinales, transversales y verticales.

Las señales registradas se procesaron para determinar desplazamiento, velocidades, aceleraciones, espectros de amplitudes de Fourier con las cuales se determinan los periodos naturales de vibración, a continuación se muestra en la figura 36 los registros de los canales 7, 8 y 9 correspondientes a las direcciones longitudinales, transversales y verticales tomadas en el último piso de la estructura 3.



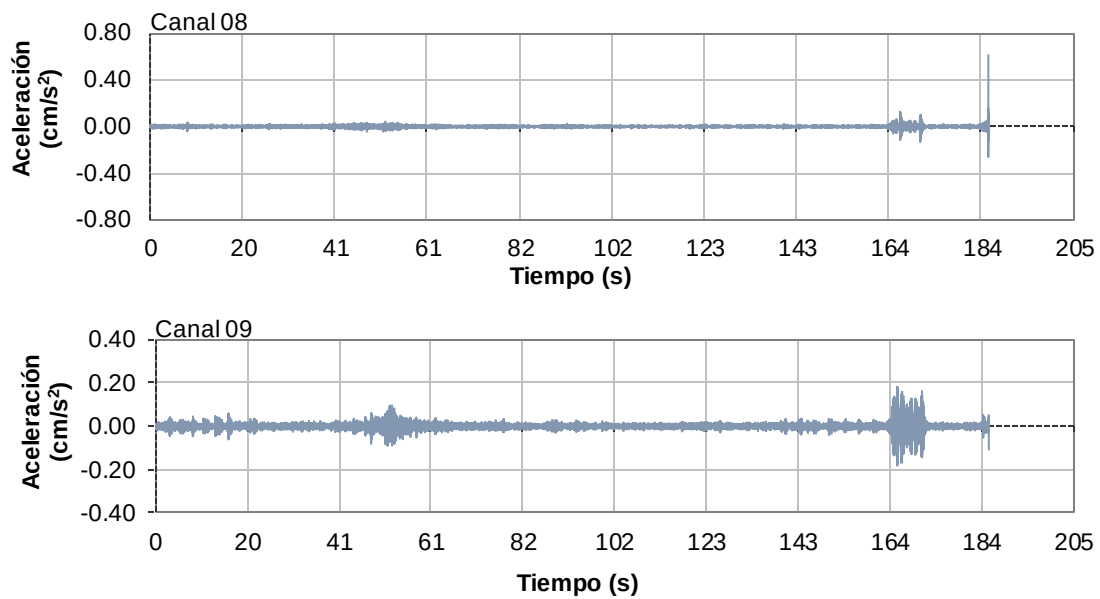


Figura 36 Registros de los canales superiores del edificio..

El procesamiento de las señales se realizó en un programa creado en Matlab que permitió analizar las señales en los canales del equipo utilizado y dividir las en ventanas de 8192 puntos (40.96 segundos) con un traslape del 25 por ciento entre cada una, considerando cada ventana como un registro independiente. (figura 37)

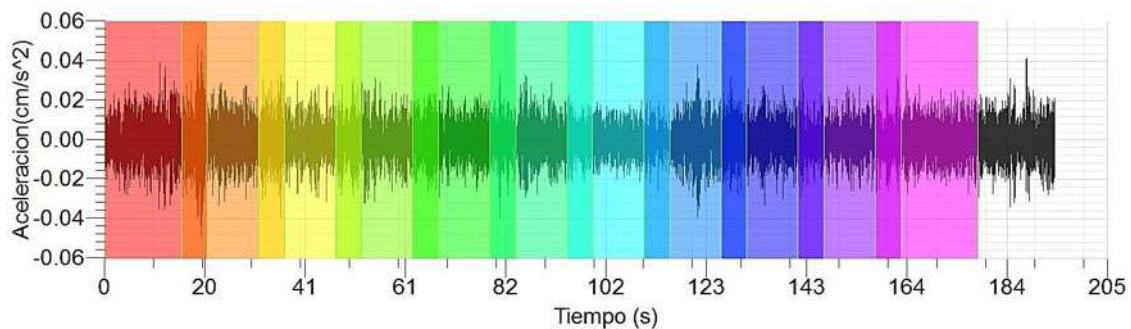


Figura 37 Ejemplo de división en ventanas de la señal registrada.

Para cada registro se calculó la transformada rápida de Fourier, obteniendo el espectro de amplitudes de Fourier para cada ventana en cada canal de la lectura, después aplicando la función de transferencia, se hizo una división entre los canales pertenecientes a la estructura en el último nivel y los canales pertenecientes a las lecturas del suelo, así obteniendo la relación espectral que nos permitió obtener con claridad los periodos de vibración de la edificación.

En la figura 38 se puede apreciar las funciones de transferencia longitudinales, transversales y verticales de las lecturas registradas en el último piso del edificio 3, en el eje horizontal se grafica la frecuencia a la que se encuentran las diferentes señales de los registros y en el eje vertical la amplitud de onda de las señales, finalmente se observan concentraciones de energía alrededor de las frecuencias de 6.40 Hz (0.1563 seg) en la función de transferencia 7/1, 4.35 Hz (0.2299 seg) en la función de transferencia 8/2 y 7.03 Hz (0.1422 seg) en la función de transferencia 9/3.

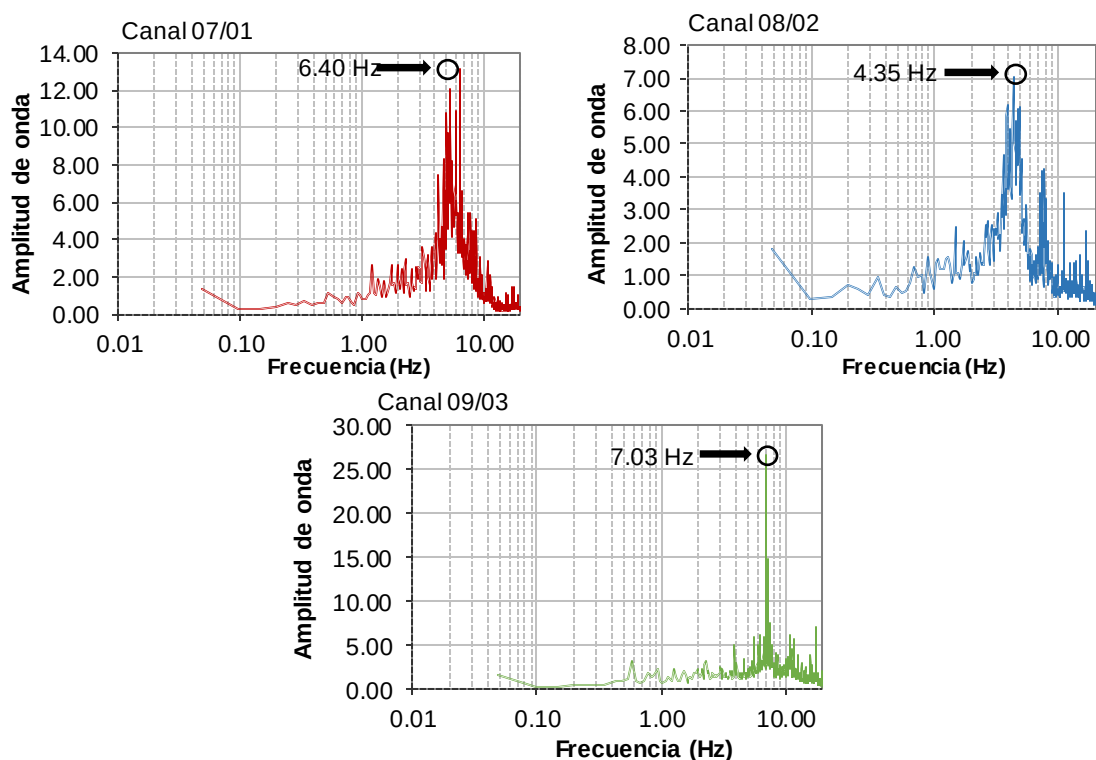


Figura 38 Funciones de transferencia del edificio 3

En el resto de los edificios se observó una gran concentración de energía entre 4.30 y 4.44 Hz, así coincidiendo en 4.35 Hz en los edificios 3 y 10, 4.05 Hz en los edificios 4 y 9.

En la figura 39 se muestran las funciones de transferencia del edificio 10, donde se puede observar que las graficas pertenecientes al eje transversal de las figuras 38 y 39 comparten la misma frecuencia.

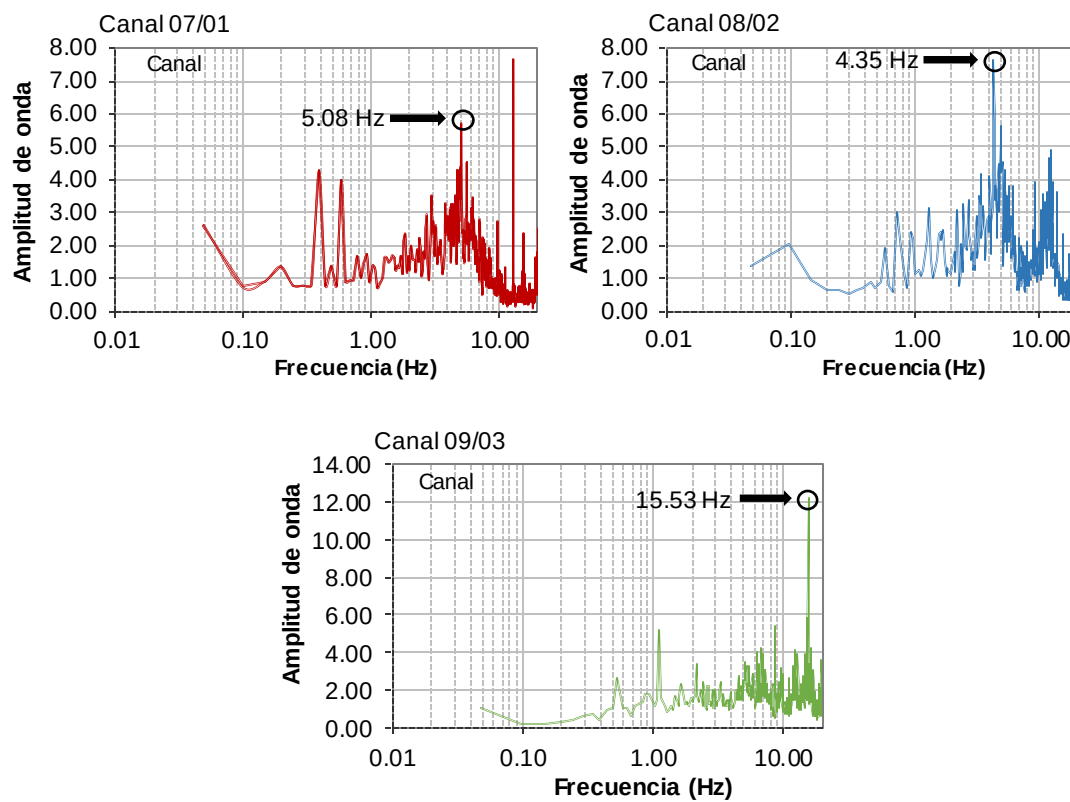


Figura 39 Funciones de transferencia del edificio 10

5. Modelo Numérico

En el método de la columna ancha uno de los parámetros más importantes que se deben definir corresponde al módulo de elasticidad de la mampostería (E_m). De acuerdo a las (NTC-M, 2004), el módulo de elasticidad podrá determinarse ya sea a partir de ensayos de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra o bien a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería.

En el caso de los edificios considerados en este trabajo, se emplearon piezas multiperforadas de fabricación industrializada Novablock 11. Para este caso el fabricante proporciona una resistencia de diseño de la mampostería $f^*m = 60 \text{ kg/cm}^2$ obtenida en pruebas experimentales. El Módulo de Elasticidad E_m calculado en base de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería resulta:

$$E_{mc} = 600 * (f^*m) = 36\,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Para cargas de corta duración}$$

$$E_{ml} = 350 * (f^*m) = 21\,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Para cargas sostenidas}$$

Para la obtención de los módulos de cortante (G_m), las NTC-M (2004) establecen que se pueden obtener en base a los módulos de elasticidad E_m como:

$$G_{mc} = 0.4 * (E_m) = 14\,400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Para cargas de corta duración}$$

$$G_{ml} = 0.4 * (E_m) = 8\,400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Para cargas sostenidas}$$

Por otro lado, según la ficha técnica de los muros Novablock 11.5 Multiperforada, el fabricante recomienda usar, respectivamente, los valores de los módulos de elasticidad y cortante siguientes:

$$E_{mn} = 55\,805 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_{mn} = 10\,757 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se puede observar existe una diferencia importante entre los valores anteriores que proporciona el fabricante y los valores que recomienda las NTC-

M (2004), en el caso de los modelos de este trabajo el módulo de elasticidad de la mampostería de cada modelo se determinó mediante calibración del modelo numérico y teniendo en cuenta los resultados de vibración ambiental de los edificios; para el módulo de cortante se consideró como el 40% del módulo de elasticidad como se discutirá posteriormente.

- Modelos de la columna ancha para los edificios estudiados

Los modelos se construyeron en base al Método de la Columna Ancha (MCA) considerando diferentes recomendaciones de la literatura relacionada con el tema y las recomendaciones de las NTC-M (2004).

- Sistema de Piso

El sistema de piso está constituido de un sistema de vigueta abierta de 13 cm de peralte con un patín de 12x5 cm y armado adicional de 2 varillas de ¼" de diámetro, bovedilla de poliestireno y una capa de compresión de 4 cm de concreto con un $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y malla electro-soldada de 6x6-10x10 con un $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 40 se muestra la variación del sistema de piso de acuerdo al tamaño de la bovedilla en los diferentes tableros y su colocación a lo largo del área de la estructura, esto da lugar dos variaciones:

- Entrepiso

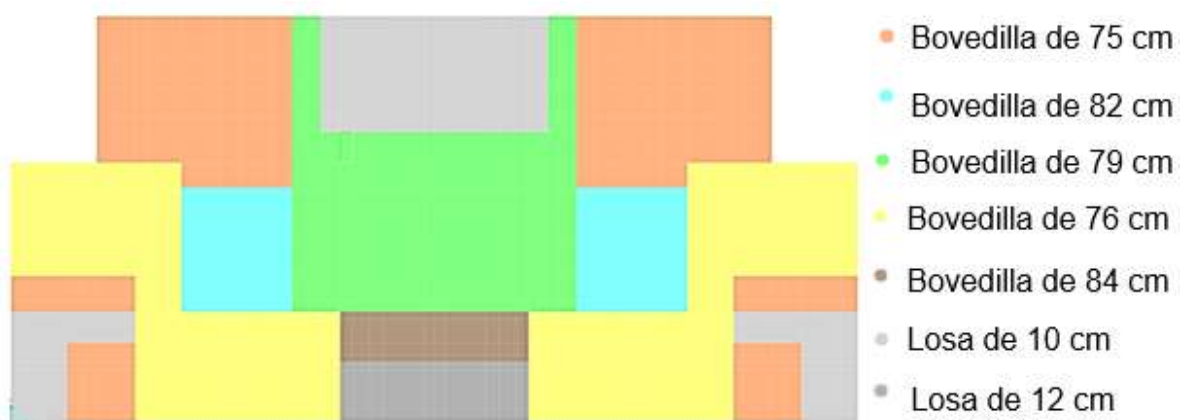


Figura 40 Estructuración de la planta de entrepiso.

El sistema de entrepiso se caracteriza por la presencia de bovedillas de diferentes dimensiones, que varían de 75 hasta 84 cm y la presencia de losas macizas en tableros específicos de la planta.

Las losa maciza de 10 cm esta armada con malla electrosoldada de 6x6-4x4 en ambos lechos y coladas con concreto de con un $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Las losa maciza de 12 cm esta armada con varillas de acero de 3/8" en ambos lechos y coladas con concreto de con un $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

- Azotea

En la figura 41 se muestra que la planta de azotea se caracteriza por un diferente acomodo a comparación de su equivalente de entrepiso, aparte no hay presencia de losas macizas.

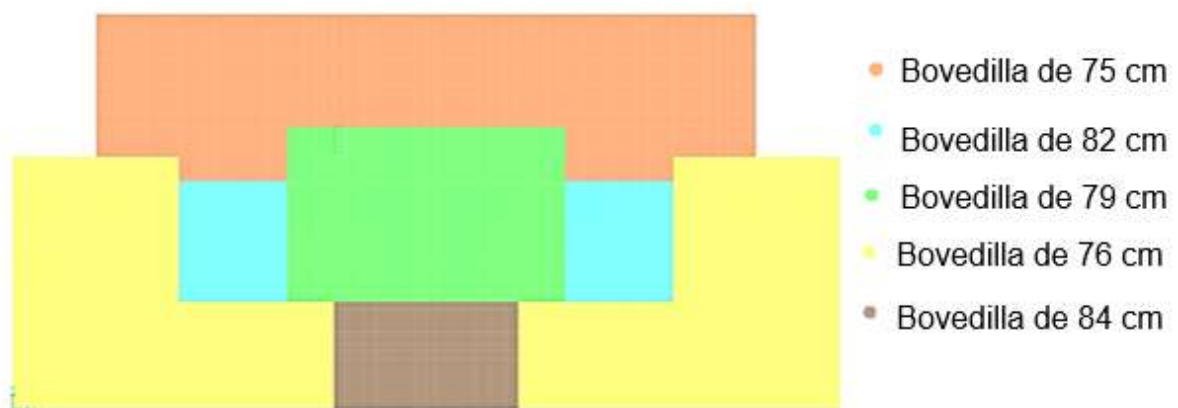


Figura 41 Estructuración de la planta de azotea.

Para la aplicación de estos sistemas de piso en los modelos numéricos se utilizara una sección equivalente rectangular para cada tipo de bovedilla, esto se hará basándonos en definir un peralte de la sección rectangular igualando los momentos de inercia de la sección, como se muestra en la figura 42.



$$\sum I_0 + \sum A * dy^2 = \frac{b * h^3}{12}$$

Figura 42 Sección equivalente de un sistema de vigueta y bovedilla.

En la tabla 12 y 13 se muestra los peraltes equivalentes para cada configuración distinta de entrepisos y azotea.

Tabla 12 Propiedades equivalentes del sistema de azotea.

Sección	Área de Planta (m ²)	Área de Sección (m ²)	Peralte Equivalente (m)	Peso (kg)
Bovedilla de 75 cm	46.75	0.0513	0.0586	6518.98
Bovedilla de 76 cm	60.15	0.0512	0.0583	8420.54
Bovedilla de 79 cm	24.82	0.0508	0.0577	3486.32
Bovedilla de 82 cm	13.37	0.0504	0.0571	1831.11
Bovedilla de 84 cm	10.15	0.0501	0.0567	1380.82
TOTAL	155.25			21637.77

Tabla 13 Propiedades equivalentes del sistema de entrepiso.

Sección	Área de Planta (m ²)	Área de Sección (m ²)	Peralte Equivalente (m)	Peso (kg)
Bovedilla de 75 cm	40.26	0.0513	0.0586	5661.89
Bovedilla de 76 cm	42.41	0.0512	0.0583	5933.90
Bovedilla de 79 cm	28.01	0.0508	0.0577	3879.02
Bovedilla de 82 cm	13.37	0.0504	0.0571	1832.39
Bovedilla de 84 cm	4.58	0.0501	0.0567	622.73
Losa de 10 cm	21.0476	-	0.1000	5051.42
Losa de 12 cm	5.5747	-	0.1200	1605.51
TOTAL	155.25			24586.86

Para el modelo de la columna ancha se obtuvo el centro de masas de la planta estructural y se agregó un nodo en donde se concentró el peso propio de la planta estructural para cada nivel de la edificación, como se muestra en la figura 43.

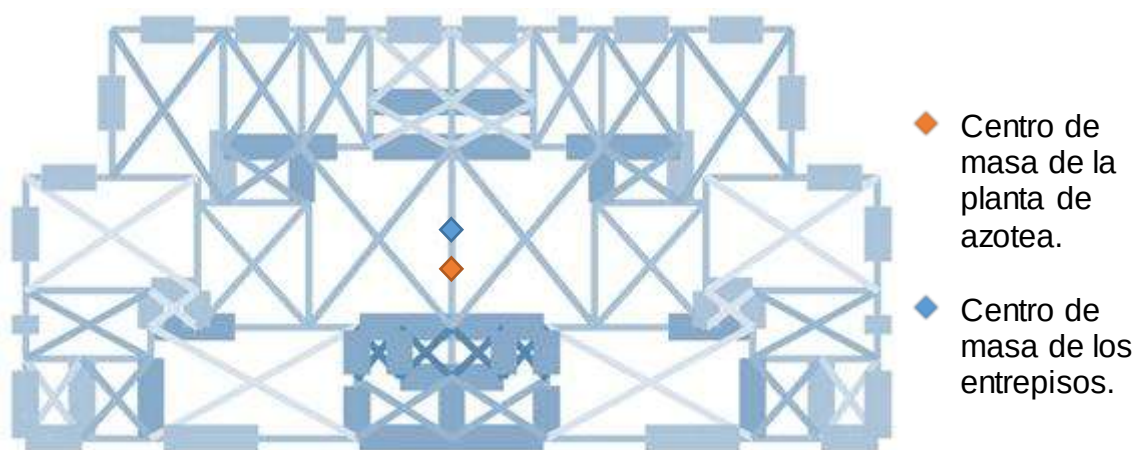
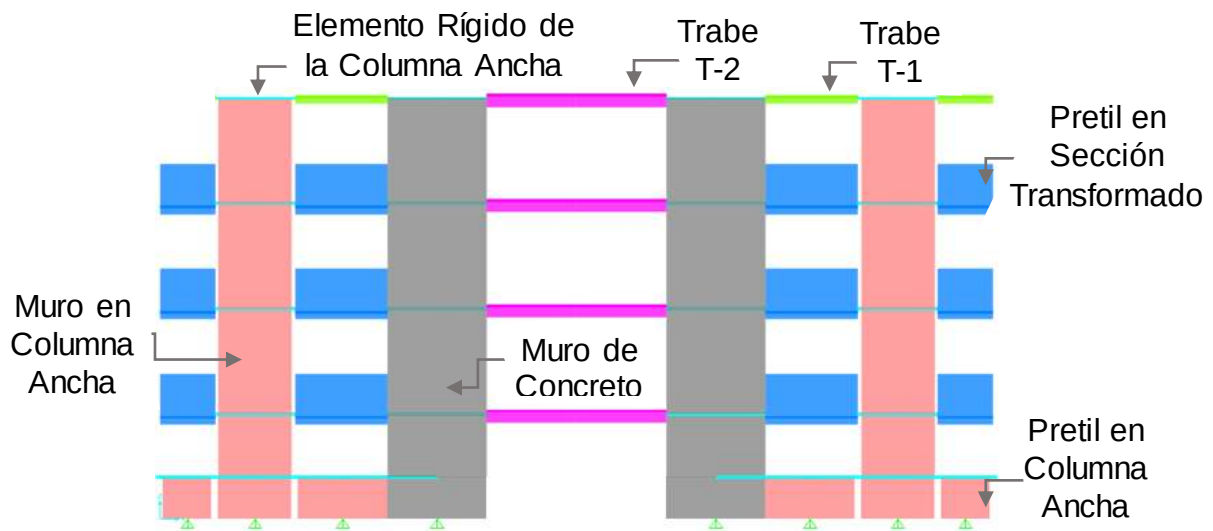


Figura 43 Planta estructural del modelo de columna ancha.

Tabla 14 Centros de masa de las plantas estructurales.

Planta Estructural	Centro de Masa Xc (m)	Centro de Masa Yc (m)
Azotea	9.34	4.2681
Entrepiso	9.34	4.5145

A continuación se describen los modelos generados con el MCA, enfatizando en los criterios adoptados para su construcción.



a) Modelo MCA-1

Figura 44 Marco MCA-1

El modelo MCA-1 se construyó respetando las recomendaciones de las NTC-M (2004); los muros se modelaron como columnas, asignándoles la sección transversal de los muros, tal y como se muestra en la figura 45, estas columnas estarán ubicadas en el centroide de la sección transversal y estará conectadas a elementos infinitamente rígidos que abarcan la longitud de muro, tal y como se indica en la figura 24.

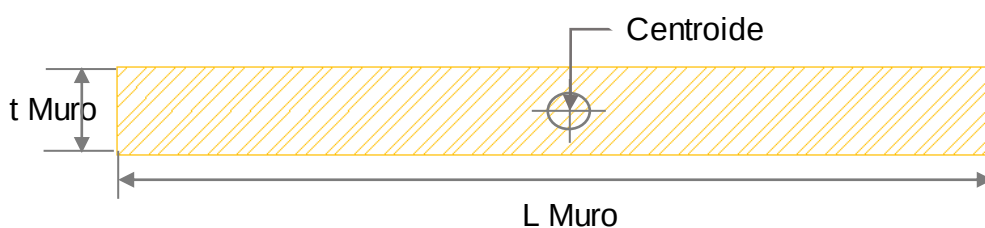


Figura 45 Sección transversal del muro rectangular.

En la figura 46 se observa la planta tipo de la estructura modelada, la numeración indica los diferentes muros representados por columnas anchas.

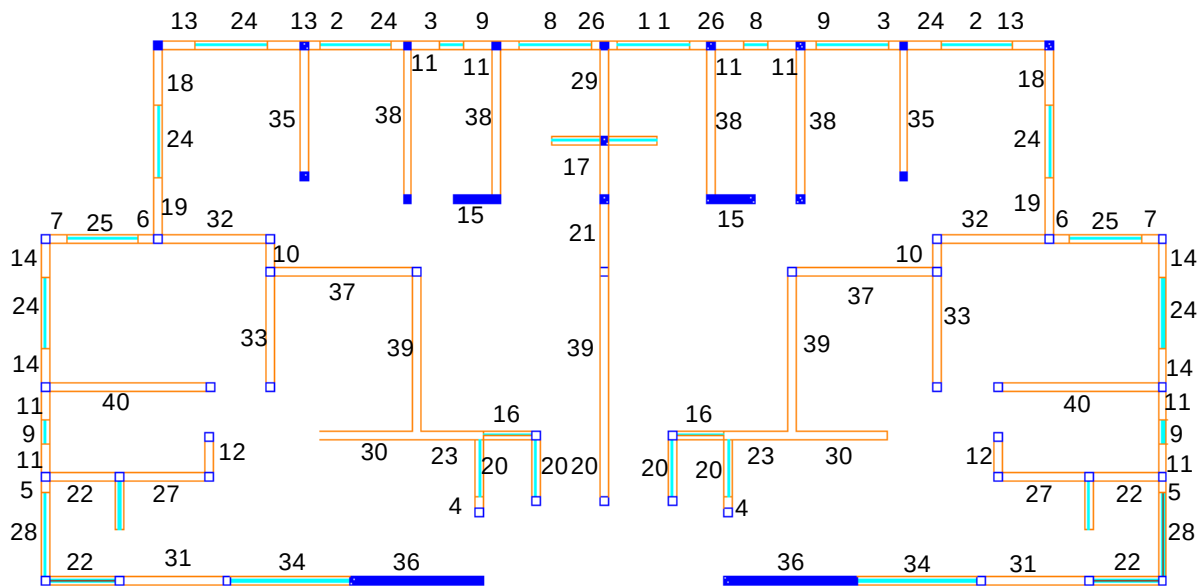


Figura 46 Numeración de muros por el método de la columna ancha sin sección transformada.

Enlazando con la figura 46, en la tabla 15 se muestran las características geométricas de cada muro de columna ancha utilizado en el modelo MCA-1.

Tabla 15 Propiedades de la sección de los muros.

Numero	Longitud de Muro (m)	Ancho de Muro (m)	Centroide $\bar{X}$ (m)	Momento de inercia I_x (m ⁴)
1	0.1502	0.14	0.0751	0.000040
2	0.1920	0.14	0.0960	0.000083
3	0.1930	0.14	0.0965	0.000084
4	0.2000	0.14	0.1000	0.000093
5	0.2039	0.14	0.1020	0.000099
6	0.2650	0.14	0.1325	0.000217
7	0.2750	0.14	0.1375	0.000243
8	0.3000	0.14	0.1500	0.000315
9	0.4000	0.14	0.2000	0.000747
10	0.4059	0.14	0.2030	0.000780
11	0.4750	0.14	0.2375	0.001250
12	0.5100	0.14	0.2550	0.001548
13	0.5500	0.14	0.2750	0.001941
14	0.5740	0.14	0.2870	0.002206

15	0.7900	0.14	0.3950	0.005752
16	0.8000	0.14	0.4000	0.005973
17	0.8328	0.14	0.4164	0.006739
18	0.9450	0.14	0.4725	0.009846
19	0.9544	0.14	0.4772	0.010142
20	0.9600	0.14	0.4800	0.010322
21	1.0753	0.14	0.5377	0.014506
22	1.0939	0.14	0.5470	0.015271
23	1.1279	0.14	0.5640	0.016740
24	1.2000	0.14	0.6000	0.020160
25	1.2071	0.14	0.6036	0.020520
26	1.2080	0.14	0.6040	0.020566
27	1.3661	0.14	0.6831	0.029744
28	1.4040	0.14	0.7020	0.032289
29	1.4572	0.14	0.7286	0.036100
30	1.6121	0.14	0.8061	0.048879
31	1.6561	0.14	0.8281	0.052992
32	1.7350	0.14	0.8675	0.060932
33	1.8021	0.14	0.9011	0.068278
34	2.0000	0.14	1.0000	0.093333
35	2.0594	0.14	1.0297	0.101899
36	2.2300	0.14	1.1150	0.129378
37	2.3000	0.14	1.1500	0.141948
38	2.4300	0.14	1.2150	0.167404
39	2.6000	0.14	1.3000	0.205053
40	2.6100	0.14	1.3050	0.207428

Por otra parte los pretiles se modelaron de dos maneras distintas:

Los pretiles de planta baja se consideraron como columnas anchas, conectados a elementos infinitamente rígidos que abarcan la longitud de muro, los pretiles de las plantas superiores se consideraran como trabes de sección transformada, tal y como se indica en el inciso c) del capítulo 3.2.1.4, las cuales serán explicadas a detalle posteriormente.

Las trabes se modelaron de dos maneras distintas, basándose en las trabes que se utilizaron para el diseño del edificio ilustradas en la figura 47.

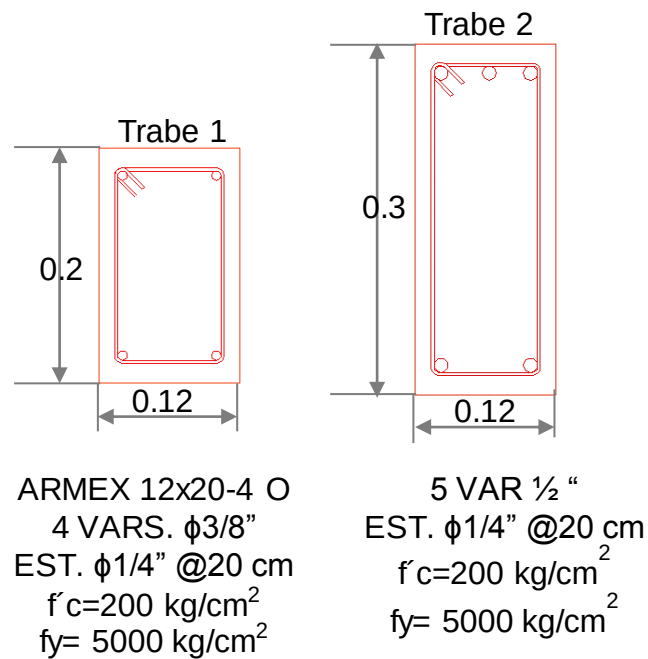
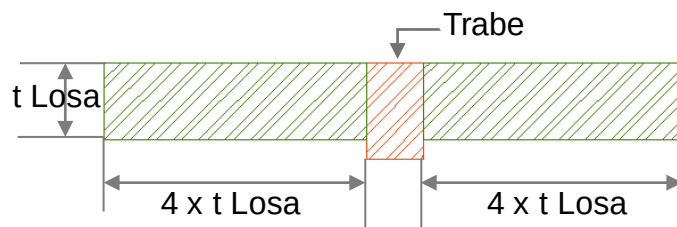


Figura 47 Trabes de la estructura.

Tomando como base lo establecido en el apartado de modelado de elementos resistentes del capítulo 3.2.1.4 de la presente, se consideró modelar las tabes como una sección "T", que tiene particularidad tomar 4 veces el espesor de la losa a cada lado de la trabe, esto con fines de estimar la rigidez a flexión de la



losa y tomando como centro de esta sección la trabe perteneciente. (figura 48)

Figura 48 Sección de trabes "T".

En la segunda manera, se consideró lo descrito anteriormente, agregándole a su sección transversal un pretil, así considerando trabes con sección transformada. (figura 49)

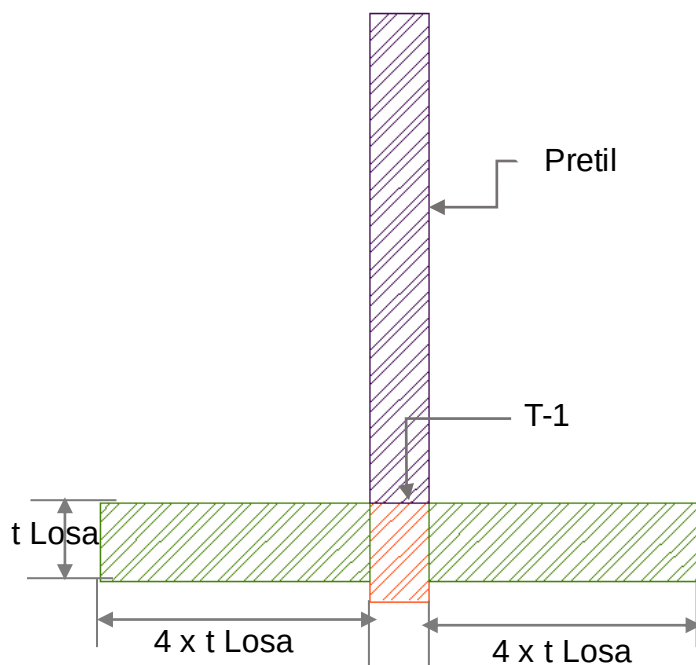


Figura 49 Sección transformada de trabe tipo.

En la figura 50 se señalan los diferentes tipos de trabes en la siguiente planta estructural del modelo.

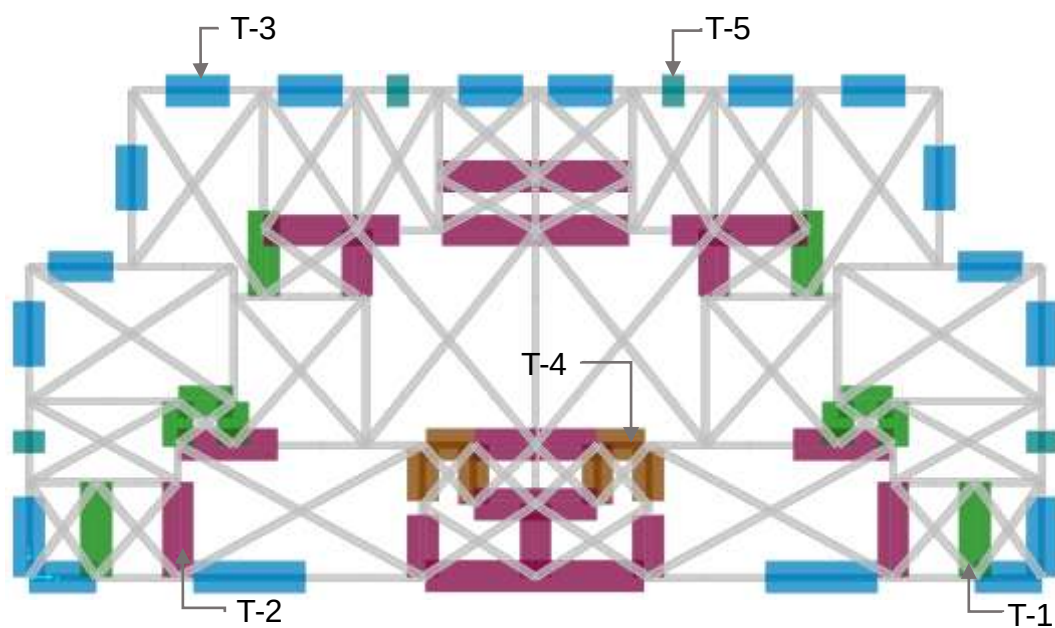


Figura 50 Planta a nivel de entrepiso del modelo de columna ancha.

En la tabla 16, se añadirán las propiedades geométricas de las trabes utilizadas en el modelo:

Tabla 16 Propiedades geométricas de trabes con secciones transformadas

Trabes	Geometría trabe		Geometría losa		Geometría muro		Propiedades Conjuntas	
	Base de la Trabe b (m)	Altura de la Trabe h (m)	Base de la Losa b (m)	Espesor de la Losa t (m)	Espesor del Muro t (m)	Altura del Muro h (m)	Área Total A (m ²)	Momento de Inercia I_x (m ⁴)
T-1	0.14	0.2	0.464	0.16	0.00	0.00	0.2328	0.038186
T-2	0.14	0.3	0.464	0.16	0.00	0.00	0.2468	0.038209
T-3	0.14	0.2	0.464	0.16	0.14	0.9968	0.3724	0.038414
T-4	0.14	0.3	0.464	0.16	0.14	0.9968	0.3864	0.038437
T-5	0.14	0.3	0.464	0.16	0.14	1.5968	0.4704	0.038574

En la figura 51 se puede observar el modelo analizado en tres dimensiones por el programa comercial SAP2000 v19.

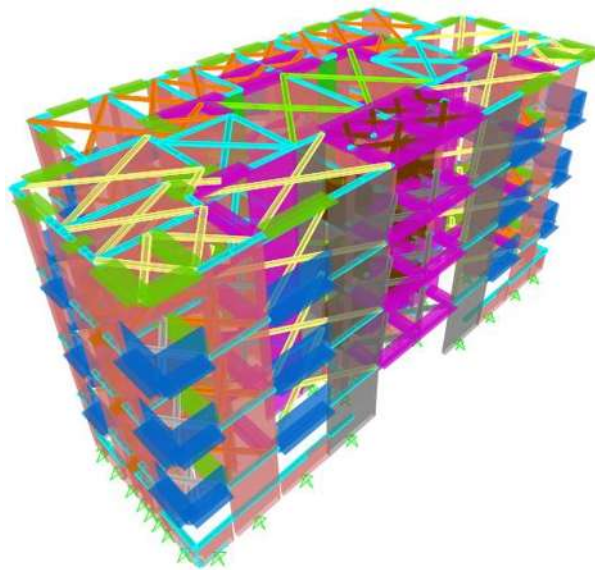


Figura 51 Modelo tridimensional MCA-1 elaborado en SAP2000.

b) Modelo MCA-2

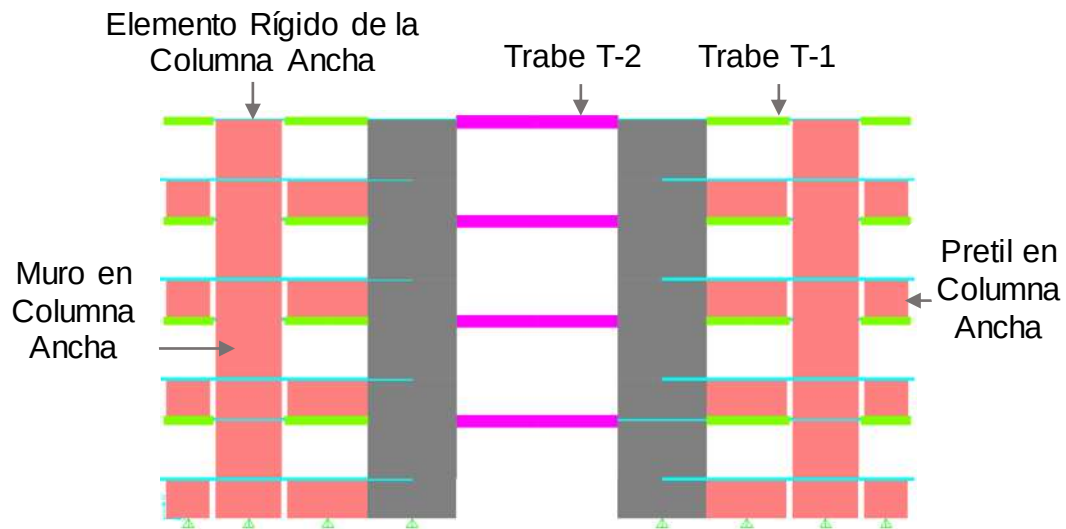


Figura 52 Marco MCA-2

Modelo basado en la filosofía establecida en las NTC-M, los muros se modelaran como columnas tomando en cuenta la sección transversal de los muros, la numeración y características geométricas de muros serán igual que las del modelo MCA-1.

Los pretiles serán modelados como muros de columna ancha, conectados a elementos infinitamente rígidos que abarcan la longitud de muro, estos como se menciona antes tendrán las mismas características que los pretiles utilizados en la planta baja del modelo MCA-1, pero en esta ocasión su uso se extenderá a todas las plantas del modelo MCA-2.

Tomando como base lo establecido en el apartado de modelado de elementos resistentes del capítulo 3.2.1.4 de la presente, se consideró modelar las tabes como una sección “T”, que tiene particularidad tomar 4 veces el espesor de la losa a cada lado de la trabe, esto con fines de estimar la rigidez a flexión de la losa y tomando como centro de esta sección la trabe perteneciente. (figura 53)

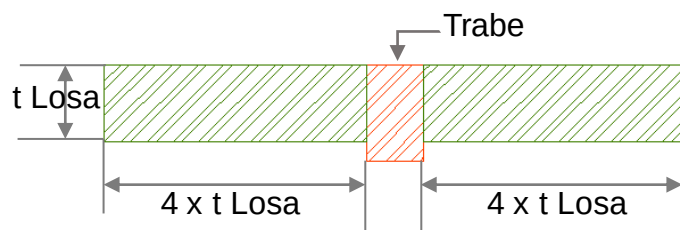


Figura 53 Sección de travesaños "T".

En la figura 54 se muestra la planta estructural del modelo donde se señalan las travesaños de sección "T".

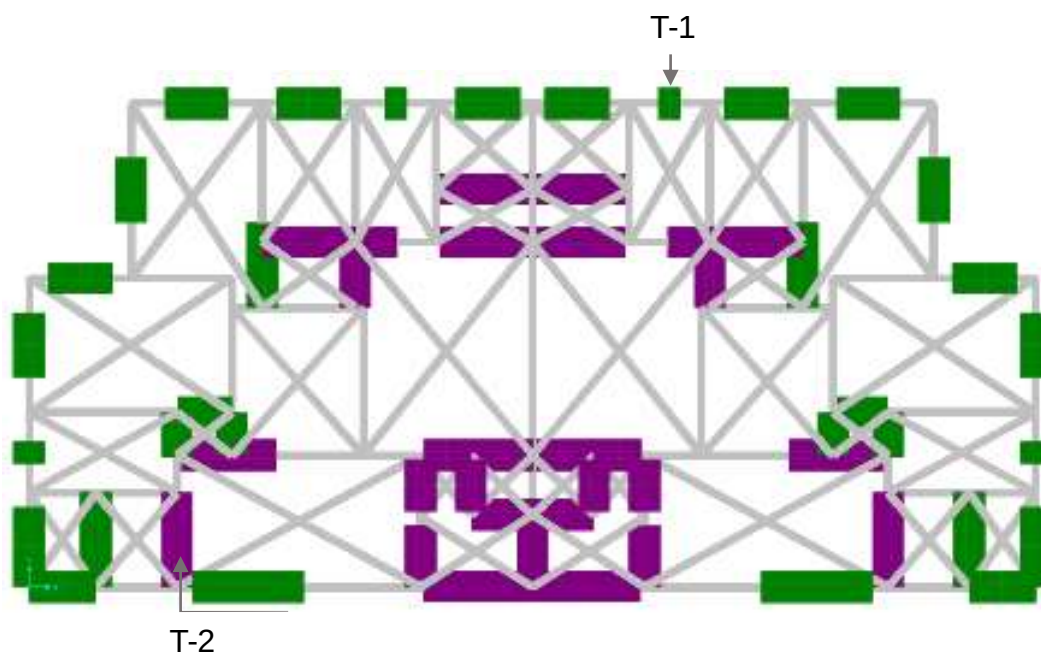


Figura 54 Planta estructural de los modelos MCA-2 y MCA-4.

En la tabla 17 se ilustran las propiedades geométricas de las secciones tipo "T".

Tabla 17 Propiedades geométricas de travesaños con secciones "T"

Travesaños	Geometría trabe		Geometría losa		Propiedades Conjuntas	
	Base de la Trabe b (m)	Altura de la Trabe h (m)	Base de la Losa b (m)	Espesor de la Losa t (m)	Área Total A (m ²)	Momento de Inercia I _x (m ⁴)
T-1	0.14	0.2	0.464	0.16	0.2328	0.038186
T-2	0.14	0.3	0.464	0.16	0.2468	0.038209

* Ancho de trabe considerando un $E_m=36000 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 55 se puede observar el modelo analizado en tres dimensiones por el programa comercial SAP2000 v19.

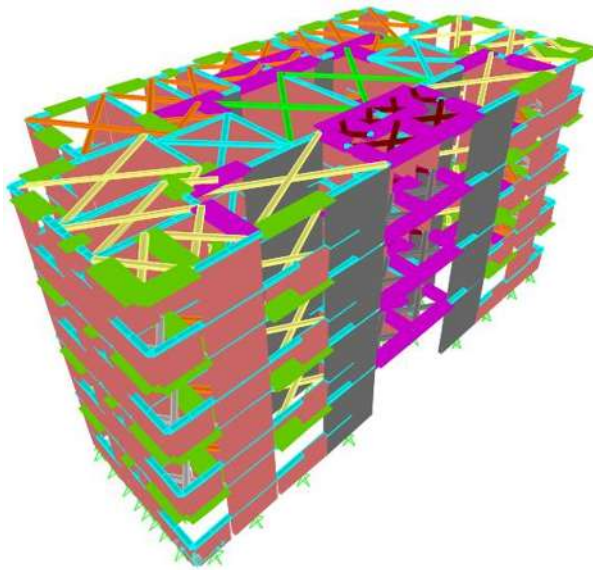


Figura 55 Modelo tridimensional MCA-2 elaborado en SAP2000.

c) Modelo MCA-3

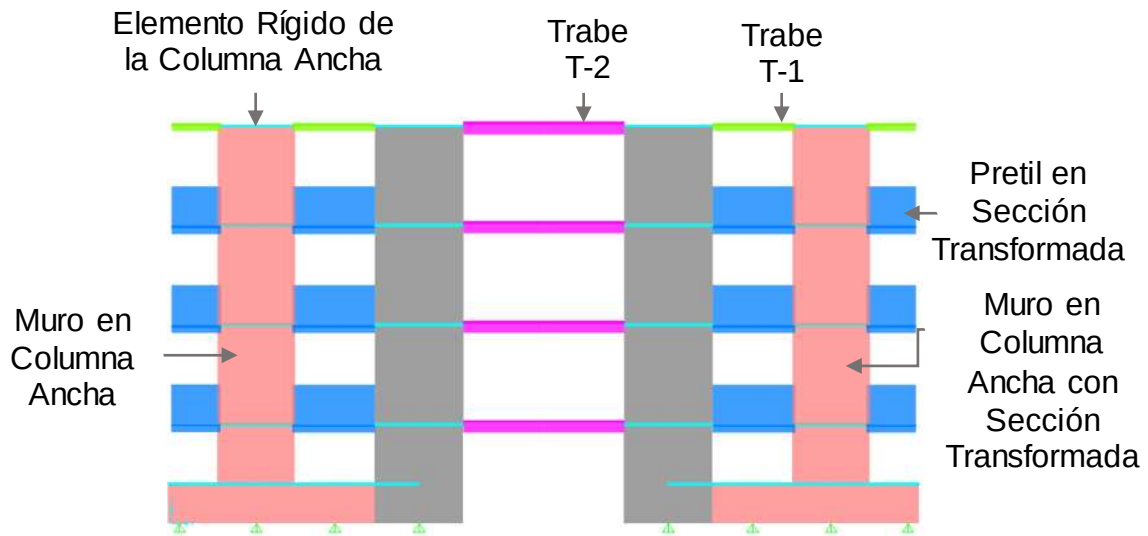


Figura 56 Marco MCA-3

Modelo basado en la metodología establecida por (Pérez Gavilán, 2015), que toma en cuenta la sección transversal de los muros de columna ancha con los elementos resistentes que lo confinan utilizando la sección transformada, que se basa en transformar los elementos de concreto a un espesor equivalente con relación al módulo de elasticidad de la mampostería, la sección transformada tomara los elementos aledaños desocupados por otra sección transformada, evitando que se repitan.

La inclusión de los castillos modificara a su vez los centroides de la sección, esto requerirá que modificar la posición la columna ancha en el modelo.

Los muros utilizados en estos modelos se identificaron de la siguiente manera:

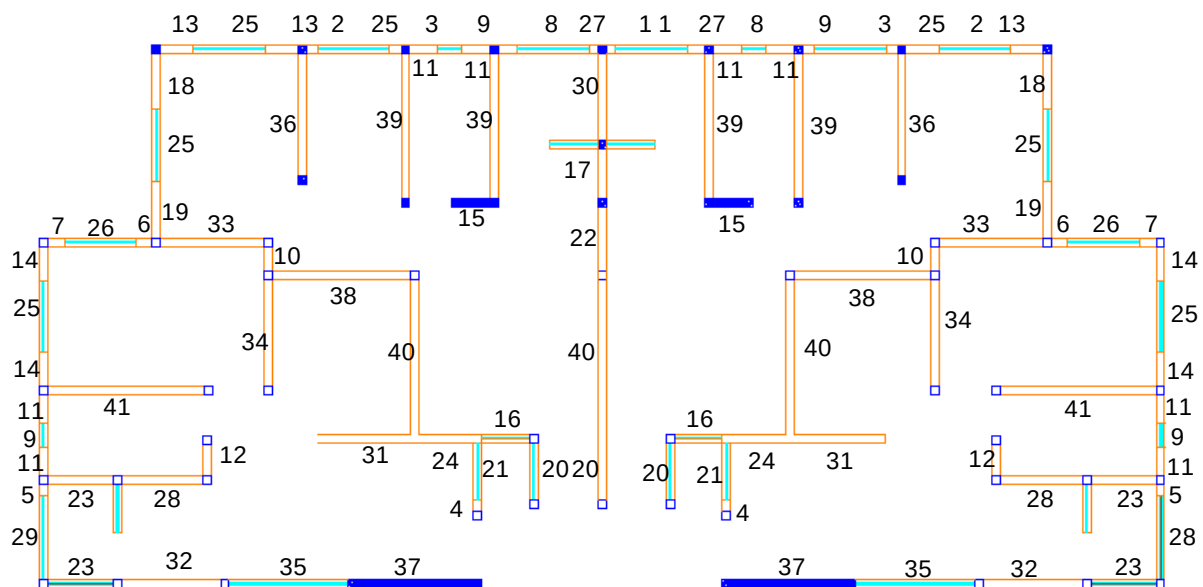


Figura 57 Numeración de muros por el método de la columna ancha con sección transformada.

Para este caso los muros se modelaron de 3 diferentes maneras:

- I. Sección Rectangular: Esta sección no tiene diferencia alguna con las secciones de los modelos anteriormente descritos, consiste en la sección transversal del muro. (figura 58)

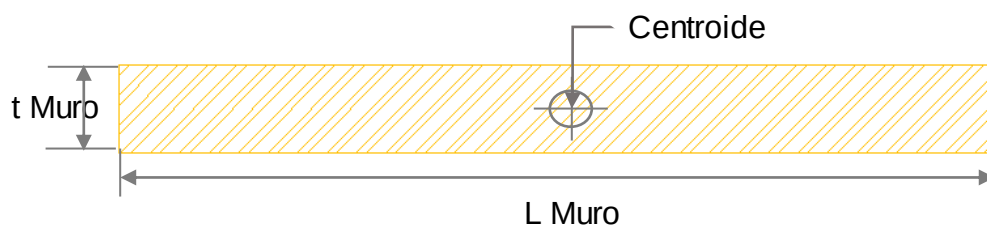


Figura 58 Sección transversal del muro rectangular.

En la tabla 18 se identifican los muros que se modelan como sección rectangular y se indican sus propiedades geométricas.

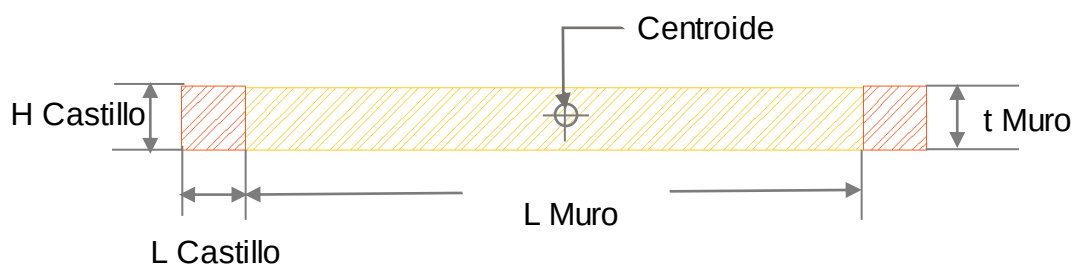
Tabla 18 Propiedades geométricas de las secciones rectangulares.

Numero	Altura de Muro h (m)	Espesor del Muro t (m)	Centroide $\bar{x}$ (m)	Momento de Inercia I_x (m ⁴)
1	0.1502	0.14	0.0751	0.000040
2	0.1920	0.14	0.0960	0.000083
3	0.1930	0.14	0.0965	0.000084

5	0.2039	0.14	0.10195	0.000099
8	0.3000	0.14	0.1500	0.000315
9	0.4000	0.14	0.2000	0.000747
10	0.4059	0.14	0.20295	0.000780
14	0.5740	0.14	0.2870	0.002206
15	0.7900	0.14	0.3950	0.005752
16	0.8000	0.14	0.4000	0.005973
17	0.8328	0.14	0.4164	0.006739
18	0.9450	0.14	0.4725	0.009846
19	0.9544	0.14	0.4772	0.010142
24	1.1279	0.14	0.56395	0.016740
25	1.2000	0.14	0.6000	0.020160
26	1.2071	0.14	0.60355	0.020520
27	1.2080	0.14	0.6040	0.020566
29	1.4040	0.14	0.7020	0.032289
31	1.6121	0.14	0.80605	0.048879
35	2.0000	0.14	1.0000	0.093333
37	2.2300	0.14	1.1150	0.129378
40	2.6000	0.14	1.3000	0.205053

- II. Secciones “I”: Este tipo de secciones se utiliza la sección transformada para convertir el peralte del castillo a un peralte transformado mediante una relación entre los módulos de elasticidad. (figura 59)

Para las secciones tipo “I” el centroide de la sección no cambia en relación a la sección sin transformar.



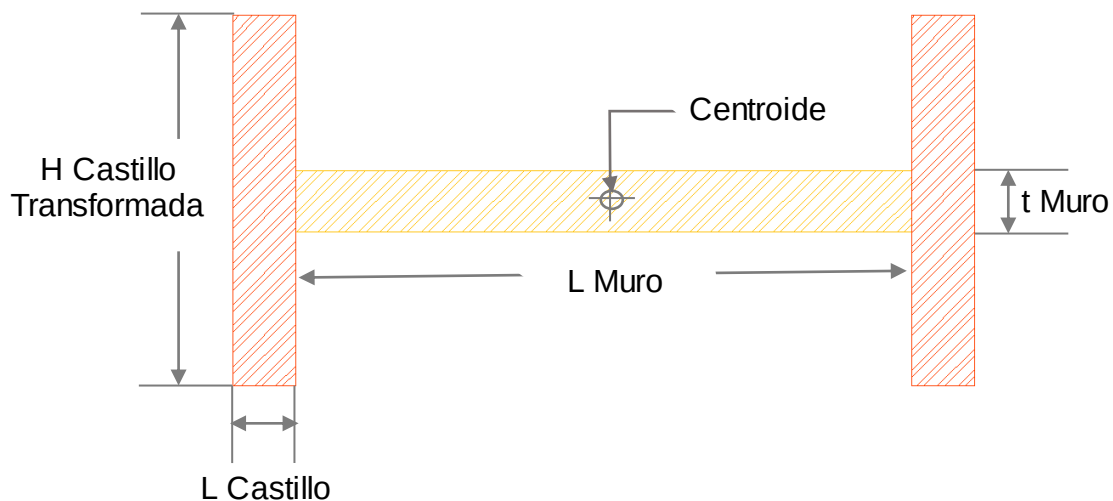


Figura 59 Sección transversal del muro tipo "I".

Para el cálculo de las áreas correspondientes de cada muro se utilizó la siguiente formula:

$$A = A_m + cnA_c$$

Donde:

- A Area transversal de la seccion trasformada.
- A_m Area transversal del muro de mamposteria.
- c Numero de castillos de la seccion trasformada.
- A_c Area transversal del castillo de concreto.
- n Relacion de modulos de elasticidad = E_c/E_m

Donde:

- E_c Modulo de Elasticidad del concreto.
- E_m Modulo de Elasticidad de la Mamposteria.

Para la obtencion del peralte transformado del castillo del concreto se utilizara la siguiente formula:

$$h_c = \frac{nA_c}{b_c}$$

Donde:

- h_c Altura del castillo transformado.
- n Relacion de modulos de elasticidad.

A_c Area transversal del castillo de concreto.

b_c Base del castillo.

El momento de inercia es calculado con la siguiente formula:

$$I = I_m + cn(I_c + A_c d^2)$$

Donde:

I Momento de inercia la seccion trasformada.

A_m Area transversal del muro de mamposteria.

c Numero de castillos de la seccion transformada.

n Relacion de modulos de elasticidad.

I_c Momento de inercia del castillo de concreto.

A_c Area transversal del castillo de concreto.

d Distancia del centroide de la seccion transformada al centroide del castillo.

En la tabla 19 se identifican los muros que se modelan como sección tipo “I” y se indican sus propiedades geométricas.

Tabla 19 Propiedades geométricas de las secciones tipo I.

Numero	Propiedades Geométricas del Muro		Propiedades Geométricas de las Trabes		Propiedades Geométricas Conjuntas		
	Longitud de Muro (m)	Espesor de Muro (m)	Longitud de Trabe (m)	Ancho de Trabe (m)	Ancho Transformado de Trabe* (m)	Centroide $\bar{X}$ (m)	Momento de Inercia I_x (m ⁴)
20	0.9600	0.14	0.14	0.14	0.6668	0.4800	0.067105
22	1.0753	0.14	0.14	0.14	0.6668	0.5377	0.083749
28	1.3661	0.14	0.14	0.14	0.6668	0.6831	0.135926
30	1.4572	0.14	0.14	0.14	0.6668	0.7286	0.155478
32	1.6561	0.14	0.14	0.14	0.6668	0.8281	0.203873
38	2.3000	0.14	0.14	0.14	0.6668	1.1500	0.420146

* Ancho de Trabe considerando un $E_m=36000 \text{ kg/cm}^2$.

- III. Secciones “T”: Este tipo de secciones se utiliza la sección transformada para convertir el peralte del castillo a un peralte transformado mediante una relación entre los módulos de elasticidad al igual que en las secciones tipo “I”.

Sin embargo, para las secciones tipo “T” el centroide de la sección cambia en relación a la sección sin transformar.

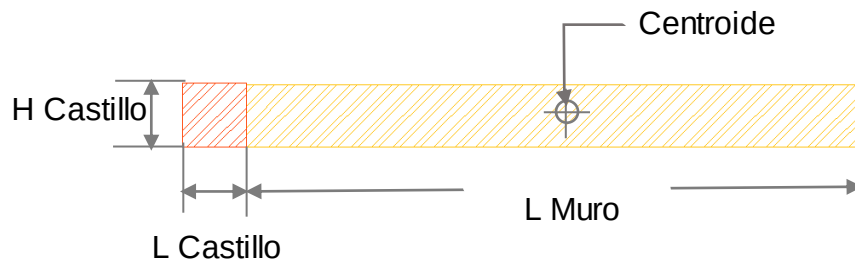
Para encontrar el centroide de la figura se utilizaría la siguiente formula:

$$\bar{x}_c = \frac{\sum(A * x)}{\sum A}$$

Donde:

- $\bar{x}_c$ Centroide de un area compuesta.
- A Area transversal de una figura.
- x Distancia del eje al centroide de una figura.

En la figura 60 se muestra la sección tipo “T” antes y después del utilizar un peralte equivalente.



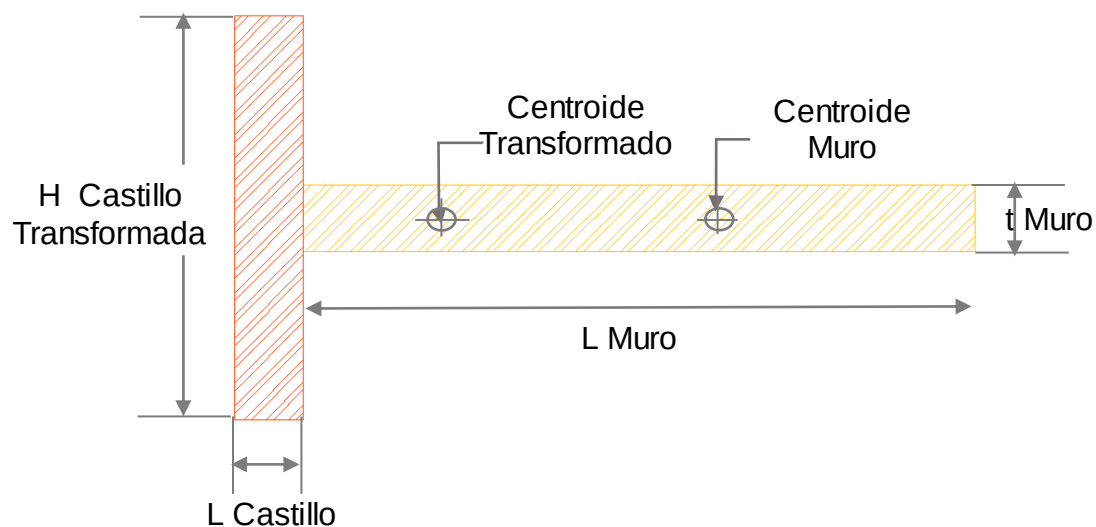


Figura 60 Sección transversal del muro tipo "T".

En la tabla 20 se identifican los muros que se modelan como sección tipo "T" y se indican sus propiedades geométricas.

Tabla 20 Propiedades geométricas de las secciones tipo T.

Numero	Longitud de Muro (m)	Ancho de Muro (m)	Longitud de Trabe (m)	Ancho de Trabe (m)	Centroide $\bar{x}$ (m)	Centroide Transformado $\bar{x}$ (m)	Momento de Inercia I_x (m ⁴)
4	0.2000	0.14	0.14	0.6668	0.1000	0.1092	0.000868
6	0.2650	0.14	0.14	0.6668	0.1325	0.1276	0.001458
7	0.2750	0.14	0.14	0.6668	0.1375	0.1306	0.001569
11	0.4750	0.14	0.14	0.6668	0.2375	0.1979	0.005075
12	0.5100	0.14	0.14	0.6668	0.2550	0.2108	0.005973
13	0.5500	0.14	0.14	0.6668	0.2750	0.2259	0.007116
21	0.9600	0.14	0.14	0.6668	0.4800	0.3946	0.027139
23	1.0939	0.14	0.14	0.6668	0.5470	0.4533	0.037500
33	1.7350	0.14	0.14	0.6668	0.8675	0.7472	0.120354
34	1.8021	0.14	0.14	0.6668	0.9011	0.7788	0.132683
36	2.0594	0.14	0.14	0.6668	1.0297	0.9007	0.187333

39	2.4300	0.14	0.14	0.6668	1.2150	1.0783	0.288512
41	2.6100	0.14	0.14	0.6668	1.3050	1.1652	0.348161

** Ancho de Trabe considerando un $E_m=36000 \text{ kg/cm}^2$.*

Los pretiles se modelan de la misma manera al modelo MCA-1:

- Pretiles modelados como muros de columna ancha, conectados a elementos infinitamente rígidos que abarcan la longitud de muro, estos se limitaran a la planta baja del modelo
- Pretiles modelados como trabes de sección transformada, tal y como se indica en el inciso c) del capítulo 3.2.1.4.

En la figura 61 se puede observar el modelo analizado en tres dimensiones por el programa comercial SAP2000 v19.

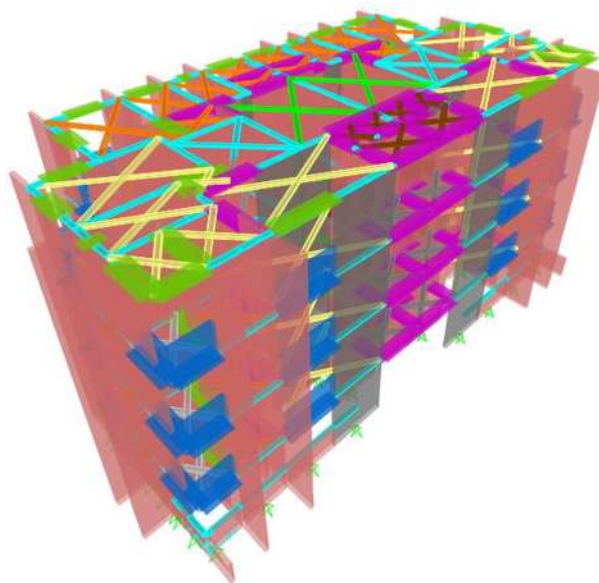


Figura 61 Modelo tridimensional MCA-3 elaborado en SAP2000.

d) Modelo MCA-4

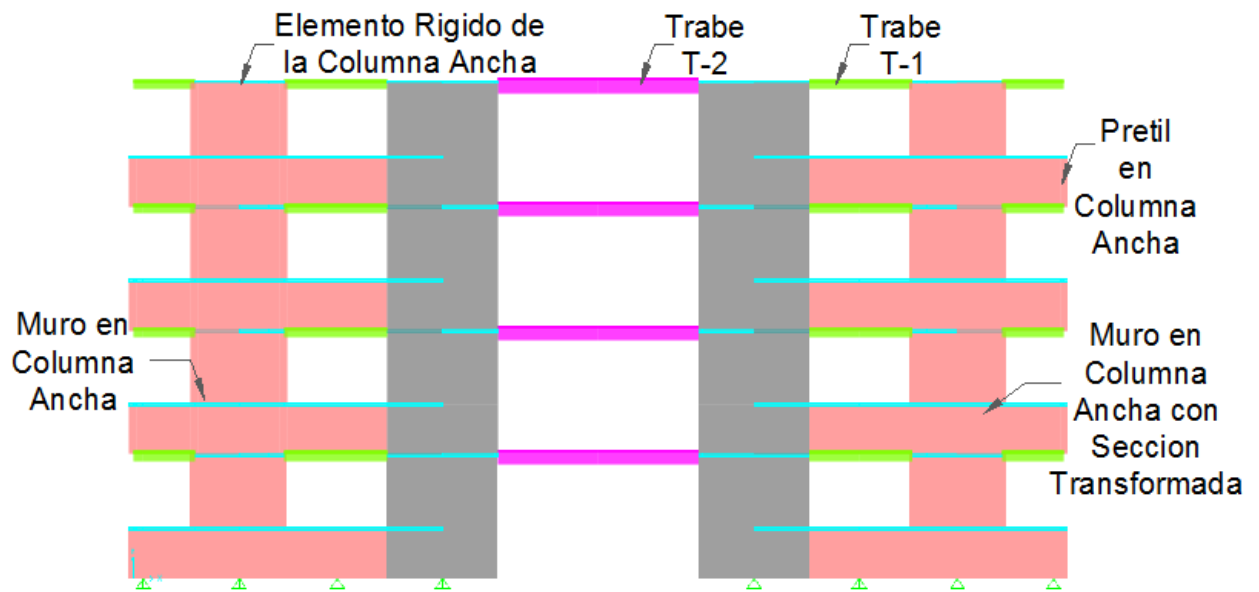


Figura 62 Marco MCA-4

Modelo basado en la metodología establecida por (Pérez Gavilán, 2015) y mencionada en el modelo MCA-3, que toma en cuenta la sección transversal de los muros de columna ancha con los elementos resistentes que lo confinan utilizando la sección transformada, que se basa en transformar los elementos de concreto a un espesor equivalente con relación al módulo de elasticidad de la mampostería, la sección transformada tomara los elementos aledaños desocupados por otra sección transformada, evitando que se repitan.

La inclusión de los castillos modificara a su vez los centroides de la sección, esto requerirá que modificar la posición la columna ancha en el modelo.

Los pretiles, de manera similar al modelo MCA-2, se modelaran de la siguiente manera:

- Pretiles modelados como muros de columna ancha, conectados a elementos infinitamente rígidos que abarcan la longitud de muro, estos se utilizaran en todos los pisos de la edificación.

En la figura 63 se puede observar el modelo analizado en tres dimensiones por el programa comercial SAP2000 v19.

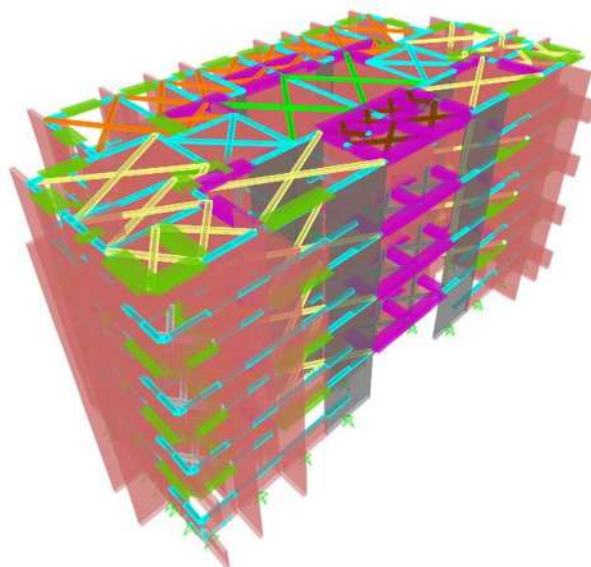


Figura 63 Modelo Tridimensional MCA-4 elaborado en SAP2000.

Tabla 21 Criterios de modelado del método de la columna ancha.

Modelos	Muros	Trabes	Pretiles
MCA-1	Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los muros, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual al muro (NTC-M, 2004).	Secciones transversales tipo “T” según el inciso b) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004).	- Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los pretiles, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la del pretil (NTC-M, 2004). - Secciones transversales transformadas según el inciso c) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004) colocados en los pisos superiores.
MCA-2	Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los muros, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual al muro (NTC-M, 2004).	Secciones transversales tipo “T” según el inciso b) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004).	Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los pretiles, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la del pretil (NTC-M, 2004) en todos los pisos.
MCA-3	Columnas con secciones transversales transformadas equivalentes a la relación de módulos de elasticidad de la mampostería y de los castillos, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la sección, de acuerdo al número de castillos se obtienen tres tipos distintos de secciones: I. Secciones rectangulares: sin castillos, construidas de la misma manera a las columnas del modelo MCA-1. II. Secciones “I”: muro confinado por dos castillos, los castillos obtienen un área transversal equivalente en relación con E_c/E_m. (Pérez Gavilán, 2015) III. Secciones “T”: muro confinado por un castillos, los castillos obtienen un área transversal equivalente en relación con E_c/E_m. (Pérez Gavilán, 2015)	Secciones transversales tipo “T” según el inciso b) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004).	- Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los pretiles, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la del pretil (NTC-M, 2004). - Secciones transversales transformadas según el inciso c) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004) colocados en los pisos superiores.

MCA-4	Columnas con secciones transversales transformadas equivalentes a la relación de módulos de elasticidad de la mampostería y de los castillos, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la sección, de acuerdo al número de castillos se obtienen tres tipos distintos de secciones: I. Secciones rectangulares: sin castillos, construidas de la misma manera a las columnas del modelo MCA-1. II. Secciones “I”: muro confinado por dos castillos, los castillos obtienen un área transversal equivalente en relación con E_c/E_m. (Pérez Gavilán, 2015) III. Secciones “T”: muro confinado por un castillos, los castillos obtienen un área transversal equivalente en relación con E_c/E_m. (Pérez Gavilán, 2015)	Secciones transversales tipo “T” según el inciso b) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004).	• Columnas con secciones transversales equivalentes a la de los pretiles, colocadas en el centroide de la sección y conectadas con elementos infinitamente rígidos de longitud igual a la del pretel (NTC-M, 2004) en la planta baja. • Secciones transversales transformadas según el inciso c) del capítulo 3.2.1.4 establecido en las (NTC-M, 2004) colocados en los pisos superiores.
-------	--	--	--

A su vez para el Método de Elementos Finitos se utilizaron diferentes criterios:

a) Modelo MEF-1

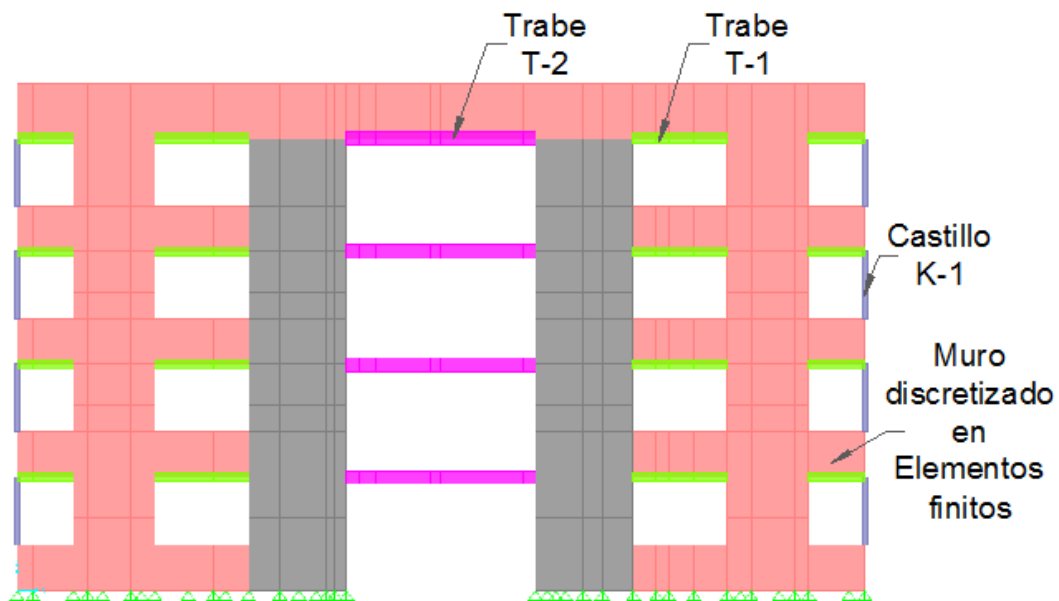


Figura 64 Marco MEF-2

Basado en el método de elementos finitos sin integrar elementos resistentes donde se encuentran muros, estos son armados mediante elementos Shell y son discretizados de acuerdo a los nudos en los que se encuentren.

En la figura 69 se puede observar el modelo analizado en tres dimensiones por el programa comercial SAP2000 v19.

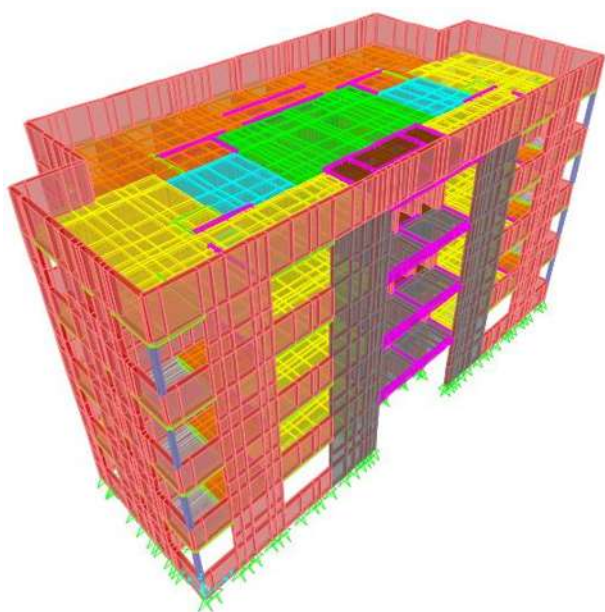


Figura 65 Modelo tridimensional ME-F-1 elaborado en SAP2000.

6. Resultados

Como se muestra en la tabla 22, primero se evaluaron los modelos para el módulo de elasticidad del fabricante (E_{mn}), y por los establecidos en las NTC-M, 2004 para cargas de corta duración (E_{mc}) y cargas sostenidas (E_{ml}).

Tabla 22 Periodos fundamentales en Y de las diferentes consideraciones para el módulo de elasticidad (E_m)

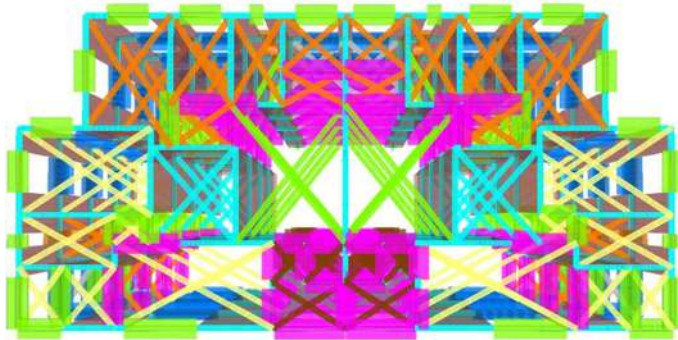
Periodos Fundamentales			
Tipo de Análisis	E_{ml} (kg/cm ²)	E_{mc} (kg/cm ²)	E_{mn} (kg/cm ²)
MCA - 1	0.2224	0.1788	0.1498
MCA - 2	0.2115	0.1704	0.1431
MCA - 3	0.1905	0.1612	0.1385
MCA - 4	0.1849	0.1555	0.1334
MEF - 1	0.1710	0.1346	0.1067

Después de la evaluación de los módulos de elasticidad, se detectó una discrepancia en la primera forma modal de acuerdo a lo visto en las pruebas de vibración ambiental, debiendo encontrar una periodo de 0.229885 seg (4.35 Hz) entre los el módulo de elasticidad E_{mn} , E_{mc} y E_{ml} , lo cual no fue posible.

Con esta comparación hecha, se procedió a la calibración del módulo de elasticidad de la mampostería en cada uno de los diferentes modelos, consiguiendo los módulos de elasticidad representativos de las estructuras marcados por las pruebas de vibración ambiental.

- Modelo MCA-1

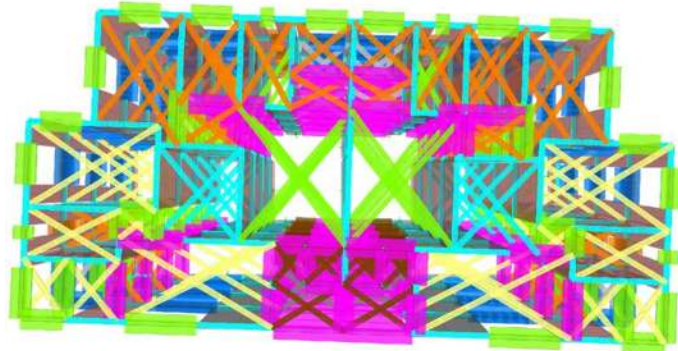
Las figura 66 representa las formas modales encontradas en el análisis numérico del edificio analizado por la configuración MCA-1.



Primer modo de vibrar

Dirección: Transversal

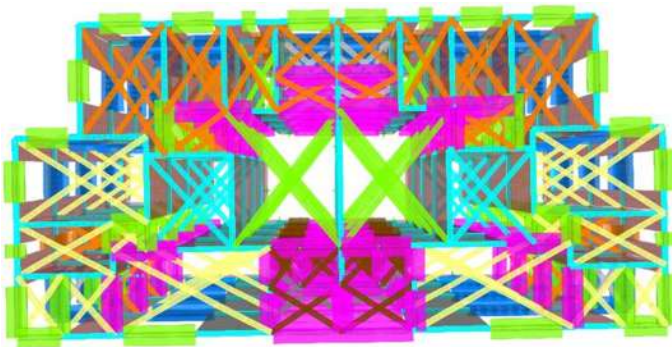
Valor: 0.22989 seg (4.34995 Hz)



Segundo modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.22723 seg (4.40088 Hz)



Tercer modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.1277 seg (7.83101 Hz)

Figura 66 Formas modales del modelo MCA-1.

- Modelo MCA-2

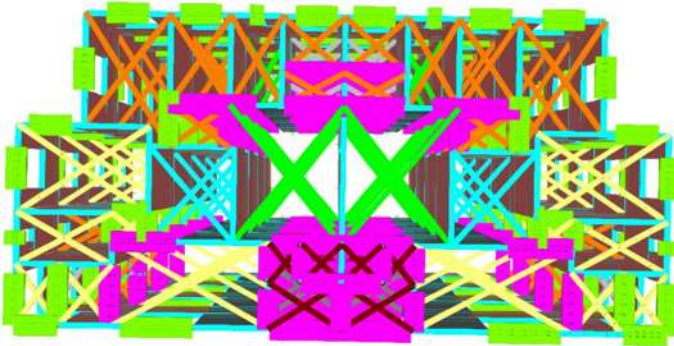
Las figura 67 representa las formas modales encontradas en el análisis numérico del edificio analizado por la configuración MCA-2.



Primer modo de vibrar

Dirección: Transversal

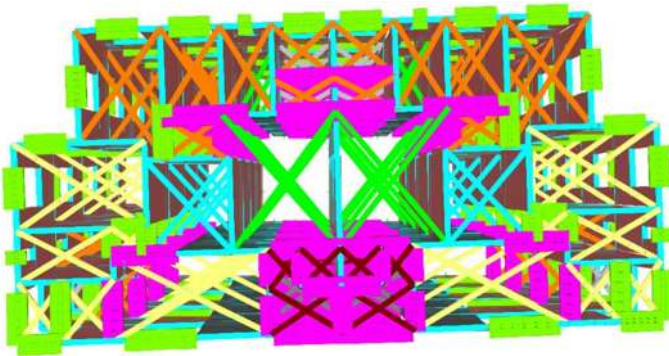
Valor: 0.22988 seg (4.35001 Hz)



Segundo modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.22981 seg (4.35143 Hz)



Tercer modo de vibrar

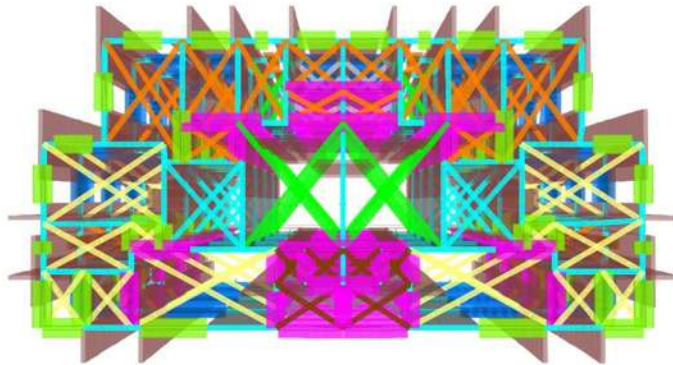
Dirección: Torsionante

Valor: 0.11523seg (8.67866 Hz)

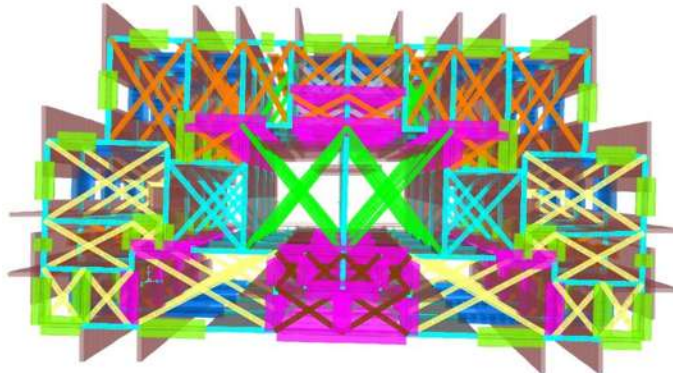
Figura 67 Formas modales del modelo MCA-2.

- Modelo MCA-3

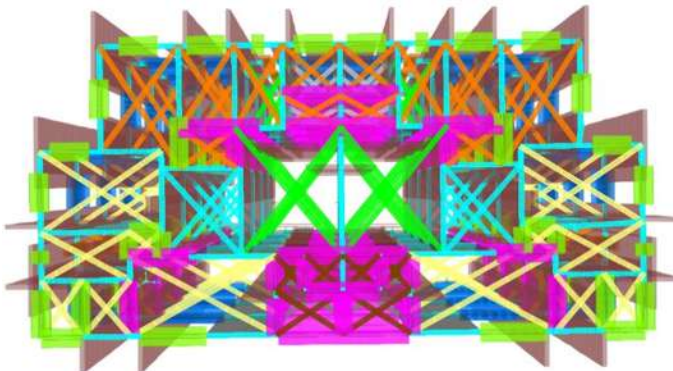
Las figura 68 representa las formas modales encontradas en el análisis numérico del edificio analizado por la configuración MCA-3.



Primer modo de vibrar
Dirección: Transversal
Valor: 0.22987 seg (4.35024 Hz)



Segundo modo de vibrar
Dirección: Torsionante
Valor: 0.22242 seg (4.49599 Hz)

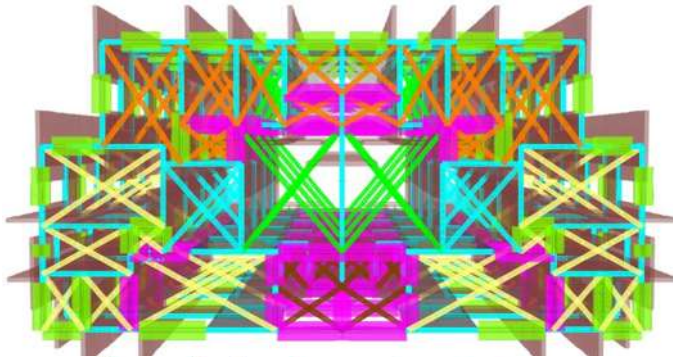


Tercer modo de vibrar
Dirección: Torsionante
Valor: 0.14451 seg (6.91989 Hz)

Figura 68 Formas modales del modelo MCA-3.

- Modelo MCA-4

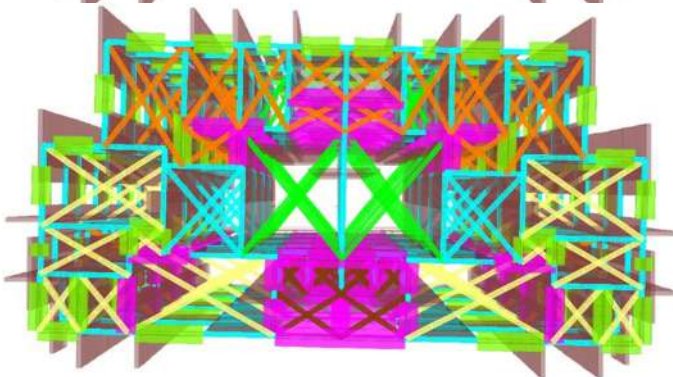
Las figura 68 representa las formas modales encontradas en el análisis numérico del edificio analizado por la configuración MCA-4.



Primer modo de vibrar

Dirección: Transversal

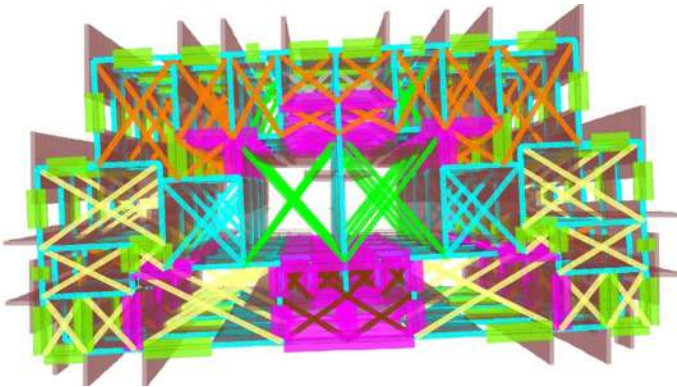
Valor: 0.2299 seg (4.34964 Hz)



Segundo modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.22211 seg (4.5023 Hz)



Tercer modo de vibrar

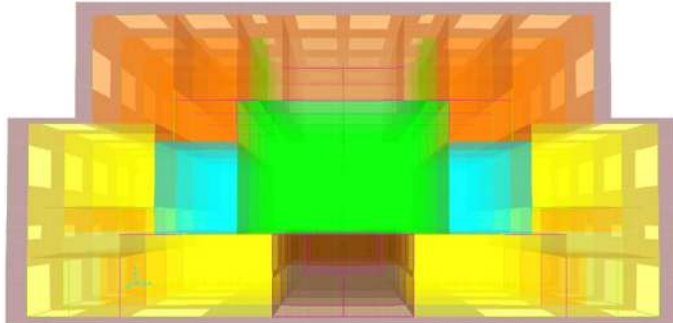
Dirección: Torsionante

Valor: 0.12782 seg (7.82365 Hz)

Figura 69 Formas modales del modelo MCA-4.

- Modelo MEF-1

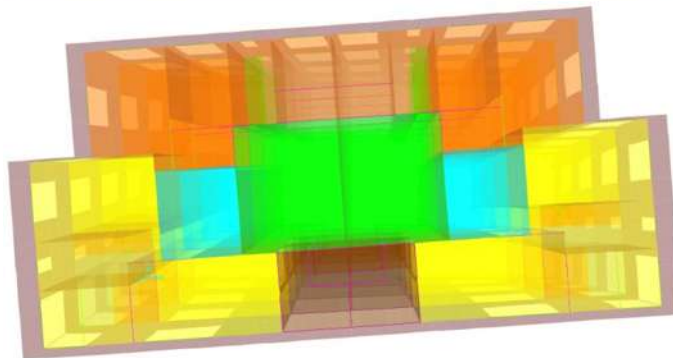
Las figura 70 representa las formas modales encontradas en el análisis numérico del edificio analizado por la configuración MEF-1.



Primer modo de vibrar

Dirección: Transversal

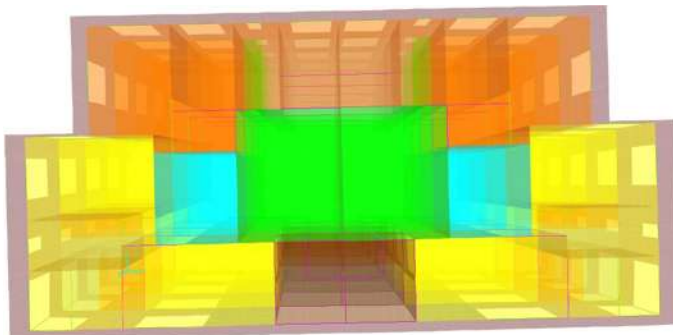
Valor: 0.22988 seg (4.35015 Hz)



Segundo modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.20877 seg (4.79007 Hz)



Tercer modo de vibrar

Dirección: Torsionante

Valor: 0.16257 seg (6.15128 Hz)

Figura 70 Formas modales del modelo MEF-1.

En la tabla 23 se presentan los módulos de elasticidad resultantes de los modelos calibrados mediante vibración ambiental:

Tabla 23 Módulos de elasticidad (E_m) de los modelos calibrados.

Edificio	Módulo de Elasticidad (kg/cm^2)				
	MCA - 1	MCA - 2	MCA - 3	MCA - 4	MEF - 1
1	18891	17054	10810	9844	10750

En la figura 71 se presenta una comparación de los diferentes módulos de elasticidad obtenidos

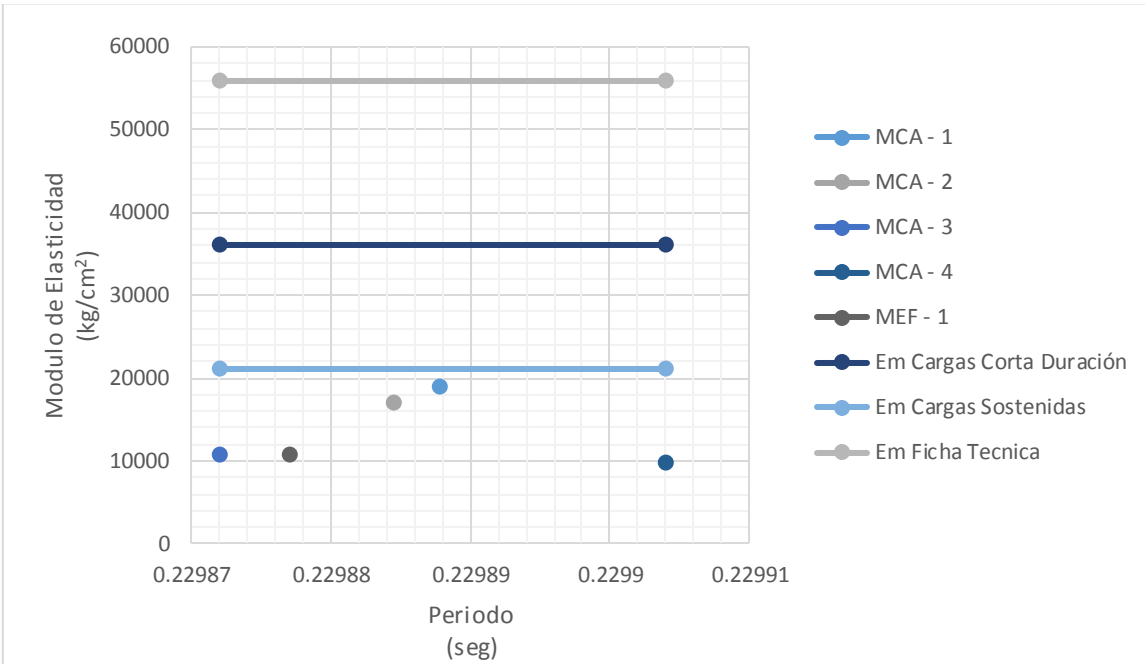


Figura 71 Comparación grafica de módulos de elasticidad.

Como se puede observar en la tabla 23 y la figura 71, comparando con los módulos de referencia de los primeros modelos, el método de la columna ancha tiende a mantenerse entre 9844 y 18891 kg/cm^2 que se encuentran debajo al intervalo de larga a corta duración del cálculo del módulo de elasticidad marcado por las las NTC-M-2004 y entre 17.64% y 33.85% del módulo de elasticidad marcado por la ficha técnica del fabricante.

En cuanto al método de elementos finitos, obtuvo un resultado de 10750 que está por debajo del intervalo de larga a corta duración de módulos de

elasticidad que marca las NTC-M-2004 y está a un 19.26% del módulo de elasticidad otorgado por las fichas técnicas del fabricante.

Dado esto y tomando como parámetro el modelo de elementos finitos, los modelos elaborados por el criterio establecido por la metodología establecida en el libro “Análisis de Estructuras de Mampostería” (Pérez Gavilán, 2015) otorgaron los resultados más concisos, con un margen de error de 0.56% y 8.43%, denotando la configuración utilizada en el modelo MCA-3 con un margen de error menor en comparación con lo evaluado en el modelo de elementos finitos.

Sin embargo si comparamos los módulos de elasticidad de los modelos de columna ancha calibrados con los utilizados con el reglamento de las NTC-M, 2004, podemos apreciar que la configuración más adecuada es la utilizada en los modelos configurados mediante las NTC-M, 2004, ya que estos ofrecen un margen de error de 10.04% y 18.79% con relación al módulo de elasticidad de carga sostenida (E_m), denotando la configuración utilizada en el modelo MCA-1 con el menor margen de error entre estos.

Si comparamos estos mismos modelos utilizando los módulos de elasticidad tanto del fabricante como los otorgados por las normas técnicas y comparamos los periodos obtenidos entre los modelos MCA y el modelo MEF-1 se puede observar que los modelos que utilizaron el criterio establecido en el libro “Análisis de Estructuras de Mampostería” (Pérez Gavilán, 2015) se acercan más a los resultados otorgados en el modelo MEF-1, tomando los resultados otorgados por las configuraciones del NTC-M, 2004, se observa que se comportan de una manera más rígida.

Comparando los resultados obtenidos por los modelos que utilizaban pretiles con columna ancha en la primera planta y sección transformada en los niveles superiores (MCA-1 y MCA-3) con los modelos que utilizaron los pretiles con columna ancha en todos los niveles (MCA-2 y MCA-4), se puede apreciar que los últimos tienen un módulo de elasticidad menor comparados con los primeros, esto lleva a la conclusión que los pretiles en todas la plantas rigidizan más al modelo que los que utilizan sección transformada, dando como

resultado la disminución de la aportación de rigideces de los pretiles, afectando el diseño de los demás elementos estructurales.

Conclusiones

Este trabajo fue realizado en base a los diferentes métodos de análisis para las edificaciones de mampostería de mediana altura, comparando a primera instancia con los periodos fundamentales obtenidos siguiendo los parámetros marcado por las NTC-M, 2004 y las fichas técnicas del material utilizado, y los resultados analíticos obtenidos mediante pruebas de vibración ambiental en diez edificios de las mismas características.

Dados los resultados anteriormente mostrados, se puede concluir que los modelos que ofrecen los mejores resultados son los modelos que están configurados con pretils modelados mediante la metodología de la columna ancha en la planta baja y en trabes con sección transformada en las plantas superiores.

Si comparamos los modelos con lo obtenido en el MEF-1, la mejor configuración sería utilizando muros con sección transformada (Pérez Gavilán, 2015) ya que en todos los casos tiene un menor margen de error.

Sin embargo con el propósito de cumplir con lo establecido con el reglamento, el modelo con un módulo de elasticidad más cercano al intervalo sería el MCA-1.

Cabe denotar la importancia de este trabajo cuyo propósito es contribuir a los diferentes estudios comparativos de metodologías de diseño para edificaciones de mediana altura de mampostería, esto con la finalidad de optimizar la elección de los parámetros adecuados de acuerdo a las características que se presenten en cada proyecto.

Por ultimo cabe fomentar los estudios de vibración ambiental en más edificios de diferentes características para identificar patrones y la determinación de la causa de variación de resultados de acuerdo a lo esperado por los modelos que utilizaron los módulos de elasticidad otorgados por el fabricante y así refinar los parámetros de las distintas metodologías de análisis para mejorar la obtención de resultados concisos.

Referencias

- Alonso Pereira, J. R. (2005). En *Introducción a la Historia de la Arquitectura* (Cuarta ed., págs. 19-83). Barcelona, España.: Editorial Reverté, S.A.
- Álvarez Revuelta, M. (2015). *Determinación de la Amplificación Sísmica Local en el Campus Sur UPM Mediante la Técnica de Sismología de Microtemores ReMi*. Tesis de Licenciatura, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Bard, P.-Y. (2004). The SESAME Project : An Overview and Main Results. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Bard, P.-Y., & Bourjot, L. (2004). Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations: Measurements, Processing and Interpretation.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. México, D.F.: Limusa, S.A.
- CFE. (1993). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo*. Mexico, D.F.
- CFE. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo*. Mexico, D.F.
- Ching, F. D., Jarzombek, M., & Prakash, V. (2011). *Una Historia Universal de la Arquitectura* (Vol. II). Barcelona, España: Editorial Gustavo Gili, S.L.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta ed.). Edo de México, México: Pearson Educación de México, S.A. de C.V.
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. Phd. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2001). *Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada* (Primera ed.). Mexico, D.F.: Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Foti, S., Lai, C., Rix, G., & Strobbia, C. (2015). *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization*. CRC Press.
- Gallegos, H., & Ramirez de Alba, H. (2003). Las Estructuras de Mampostería. En *Edificaciones de Mampostería para Vivienda* (Tercer ed., págs. 3-21). México, D.F.: Fundación ICA, A.C.

- Jean, R., & Pérez, J. Á. (2003). Análisis, Revisión y Detallado de Estructuras de Mampostería. En *Edificaciones de Mampostería para Vivienda* (Tercera ed., págs. 199-277). México, D.F.: Fundación ICA, A.C.
- Kostof, S. (1988). *Historia de la Arquitectura* (Primera ed., Vol. I). Madrid, España: Editorial Alianza, S.A.
- Kostof, S. (1995). *A History of Architecture: Settings and Rituals*. Oxford, Inglaterra: Oxford University.
- Martínez Herrera, J. M., Miranda Cruz, G., & Pérez Gómez, J. Á. (2008). Modelo de Columna Ancha para el Diseño Estructural de Viviendas de Mampostería. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Veracruz, Ver.
- Medina Espinosa, F. (2001). *Mampostería Reforzada Interiormente: Usos, Comportamiento y Diseño*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Nuevo León, México.
- Meli, R. (1979). *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*. Instituto de Ingeniería UNAM, Mexico, D.F.
- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México, D.F.: Limusa, S.A.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using. *Quarterly Report of Railway Technical Research*, 25-33.
- NMX-C-003-ONNCCE-2010. (2010). *Industria de la Construcción - Cal Hidratada: Especificaciones y Metodos de Ensayo*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-021-ONNCCE-2011. (2011). *Cemento de Albañilería (Mortero)*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-036-ONNCCE-2013. (2013). *Industria de la Construcción - Mampostería: Resistencia a la Compresión de Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones y Adoquines - Método de ensayo*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-037-ONNCCE-2013. (2013). *Industria de la Construcción - Mampostería: Determinación de la Absorción Total y la Absorción Inicial de Agua en Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones y Adoquines - M*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-088-ONNCCE-1997. (1997). *Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de Impurezas Orgánicas en el Agregado Fino*.

- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-111-ONNCCE-2004. (2004). *Industria de la Construcción - Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Prueba*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-404-ONNCCE-2012. (2012). *Industria de la Construcción - Mampostería - Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones para Uso Estructural - Especificaciones y Métodos de Prueba*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-414-ONNCCE-2010. (2010). *Industria de la Construcción - Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Ensayo*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NMX-C-464-ONNCCE-2010. (2010). *Industria de la Construcción - Mampostería - Determinación de la Resistencia a Compresión y Módulo de Elasticidad de Pilas de Mampostería de Arcilla o de Concreto - Métodos de Ensayo*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, A.C., Mexico, D.F.
- NTC-M. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.: Corporación Mexicana de Impresión S.A. de C.V.
- NTC-S. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.: Corporación Mexicana de Impresión S.A. de C.V.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo* (Tercera ed.). Barcelona, España: Editorial Reverté, S.A.
- Pérez Gavilán, J. J. (2008). *Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería*. México, D.F.: SMIE.
- Pérez Gavilán, J. J. (2015). *Análisis de Estructuras de Mampostería* (Primera ed.). México, D.F.: SMIE.
- Pérez Leal, E. G. (2011). *Alternativas para el Diseño Sísmico de Edificios Altos de Mampostería*. Tesis de Maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Michoacan, México.
- Ritta, R. J., Suárez, L. E., & Pando, M. A. (2012). Determinación del Periodo Fundamental del Suelo usando Vibración Ambiental y el Cociente Espectral Horizontal/Vertical. *Mecánica Computacional*, XXXI, 1399-1473.

- Rodríguez, G. (2010). *Ishtar y el inframundo*. Obtenido de <https://losenigmasdelasculturas.wordpress.com/ishtar/>
- Taveras Montero, M. A. (2008). *Revisión de las Recomendaciones para Modelar y Analizar Estructuras de Mampostería Confinada ante Carga Lateral*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, México, D.F.
- Terán Gilmore, A., & Zúñiga Cuevas, O. (2007). Evaluación Estructural Basada en Desplazamientos para Edificaciones de Mampostería Confinada. V *Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, (págs. 11-13). Queretaro, Qro.
- Trujillo Martínez, E. (2012). *Calibración con Vibración Ambiental de un Modelo de la Columna Ancha para Edificios Multifamiliares de Mampostería de Altura Media*. Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Morelia, Michoacán.
- Valenzuela Tapia, E. (2010). *Sobrerresistencia en Estructuras de Mampostería*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, Posgrado en Ingeniería Estructural, México, D.F.
- Vasconcelos, D., & Sánchez, T. (2003). Materiales y Sistemas Constructivos para Vivienda de Mampostería. En *Edificación de Mampostería para Vivienda* (págs. 57-73). México, D.F.: Fundación ICA, A.C.
- Zúñiga Cuevas, O. (2005). *Evaluación Analítica de la Respuesta Sísmica de las Edificaciones de Mampostería*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, Posgrado en Ingeniería Estructural, México, D.F.
- Zúñiga Cuevas, O., & Terán Gilmore, A. (2008). Evaluación Basada en Desplazamientos de Edificaciones de Mampostería Confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*(79), 25-48.