



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EMPLEO DE LA METODOLOGÍA PARA
ANALIZAR ESTRUCTURAS EN EL
DOMINIO DEL TIEMPO A TRAVÉS DE
SEÑALES SINTÉTICAS COMPATIBLES
CON ESPECTROS DE DISEÑO DE
ACUERDO AL RCDF Y SUS NTC-2017**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

José de Jesús Alquicira de la Rosa

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga



Ciudad Universitaria, Cd. Mx, 2020

Dedicatoria.

A mis padres, que me brindaron con sus incontables esfuerzos la oportunidad de cursar una ingeniería, y a mi esposa que nunca dejó de alentarme.

OBJETIVO

Presentar la metodología de análisis de estructuras en el dominio del tiempo empleando señales sintéticas compatibles con espectros de diseño, para ponerla al alcance de los ingenieros civiles interesados en este tipo de solución de problemas dinámicos.

ALCANCES

-Se presentará un análisis en el dominio del tiempo empleando para ello una estructura de tipo vivienda

-Se generarán acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño del sitio en estudio.

-Con los resultados obtenidos se predecirán posibles daños en la estructura revisando los estados límite servicio y de falla de acuerdo al RCDF y sus NTC-Sismo 2017.

LIMITACIONES

-Se considerará a la estructura perfectamente empotrada, por lo cual la interacción suelo estructura será despreciada en el análisis

- En los análisis se considera un comportamiento elástico lineal tanto de los materiales como de la estructura

-Se considera que tanto las dalas y cadenas de concreto, así como la mampostería son materiales homogéneos e isotrópicos.

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Esfuerzos excesivos en los muros de la planta baja.

Tabla 4.2. Esfuerzos excesivos en los muros del piso 1.

Tabla 4.3. Esfuerzos excesivos en los muros del piso 2.

Tabla 4.4. Distorsiones de entrepiso.

Tabla 4.5. Distorsiones para la limitación de daños contra sismos frecuentes.

Tabla B.1. Parámetros para la generación de señales sintéticas.

Tabla C.1 Resumen de la solución del análisis en el tiempo paso a paso con el método de Newmark. (Fuente: Chopra 2004)

Tabla E.1 Parámetros τ , λ , y ε para T_s . (Fuente: NTC 2017)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Placas Tectónicas en México. (Servicio Sismológico Nacional)

Figura 2.2 Sismograma típico. (Tarbuck y Lutgens, 2008)

Figura 2.3 Cadena de montañas semejantes. (Tarbuck y Lutgens, 2008)

Figura 2.4 Placas tectónicas y sus bordes. (Wicander y Monroe, 1999)

Figura 2.5 Desplazamiento lateral de un marco bajo diferentes condiciones. a) Rigidez real de la viga b) Rigidez infinita de la viga c) Rigidez de cero en la viga (Chopra, 2004)

Figura 2.6 Representación de una estructura simple (Chopra, 2004)

Figura 2.7 Sistema de un grado de libertad: a) fuerza aplicada $p(t)$; b) movimiento del terreno inducido por un sismo (Chopra, 2004)

Figura 2.8 Croquis de una planta asimétrica (Chopra, 2004)

Figura 2.9 Fuerzas laterales de un marco (Chopra, 2004)

Figura 2.10 Diferencia entre espectro de diseño definido como envolvente para sismos originados en lugares diferentes (Chopra, 2004)

Figura 2.11 Zonificación de la Ciudad de México (NTC, 2017)

Figura 3.1. Función de densidad espectral de un movimiento real (Santiago Mateos G. 2004).

Figura 3.2. Relación entre $r_{s,p}$ y la respuesta espectral $y_{s,p}$ (Santiago Mateos G. 2004).

Figura 3.3. Forma de funciones de intensidad (Santiago Mateos G. 2004).

Figura 3.4. Acelerogramas sintéticos generados.

Figura 3.5. Espectro de pseudoaceleraciones de las señales sintéticas generadas.

Figura 3.6. Acelerograma sintético generado de la señal cuatro.

Figura 3.7. Espectro de pseudoaceleraciones de la señal cuatro.

Figura 4.1. Espectro elástico y de diseño.

Figura 4.2. Espectro Periodo VS velocidad.

Figura 4.3. Acelerograma sintético generado reducido.

Figura 4.4. Vigas y columnas en primer piso.

Figura 4.5. Vigas y columnas en segundo piso.

Figura 4.6. Vigas y columnas en tercer piso.

Figura 4.7. Resumen de las acciones para el análisis.

Figura 4.8. Combinación de acciones.

Figura 4.9. Propiedades del concreto y acero de refuerzo.

Figura 4.10. Propiedades de la mampostería.

Figura 4.11. Vista frontal del modelo.

Figura 4.12. Vista superior frontal del modelo.

Figura 4.13. Vista superior frontal lateral izquierda del modelo.

Figura 4.14 Vista superior frontal lateral derecha del modelo.

Figura 4.15 Vista lateral derecha del modelo.

Figura 4.16 Vista trasera del modelo.

Figura 4.17 Vista lateral izquierda del modelo.

Figura 4.18 Vista superior del modelo.

Figura 4.19 Croquis de ubicación de los muros con esfuerzos S12 excedentes de la planta baja.

Figura 4.20 Croquis de ubicación de los muros con esfuerzos S12 excedentes del primer piso.

Figura 4.21 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje 8 (unidades en kgf/cm^2).

Figura 4.22 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje 6 (unidades en kgf/cm^2).

Figura 4.23 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje C (unidades en kgf/cm^2).

Figura 4.24 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje D (unidades en kgf/cm^2).

Figura 4.25 Desplazamientos en el eje X a los 30 segundos de la señal sintética.

Figura 4.26 Desplazamientos en el eje X a los 45 segundos de la señal sintética.

Figura 4.27 Desplazamientos en el eje Y a los 30 segundos de la señal sintética.

Figura 4.28 Desplazamientos en el eje Y a los 45 segundos de la señal sintética.

Figura 4.29 Vista de los desplazamientos en los 30 segundos de la señal sintética.

Figura 4.30 Tableros de losa en el primer nivel.

Figura 4.31 Tableros de losa en el segundo nivel.

Figura 4.32 Tableros de losa en el tercer nivel

Figura A.1. Opciones del menú principal

Figura A.2. Submenú del menú archivo.

Figura A.3. Ícono para leer acelerograma.

Figura A.4. Parámetros para la lectura del archivo ACEL.

Figura A.5. Espectro de respuesta en el dominio del tiempo.

Figura A.6. Ícono para calcular el espectro de repuesta.

Figura A.7. Ícono para guardar los datos del espectro solicitado.

Figura B.1. Parámetros de la función trapezoidal.

Figura B.2. Parámetros de la función exponencial.

Figura B.3. Parámetros de la función compuesta.

Figura B.4. Espectro de diseño (Fuente: SASID).

Figura B.5. Espectro Periodo VS velocidad.

Figura B.6. Formato del archivo que se introducirá al programa SIMQKE-1.

Figura B.7. Visualización del programa SIMQKE-1.

Figura B.8. Visualización del archivo ACEL en DEGTRA V 9.

Figura B.9. Valores de los parámetros para la generación de la Seudoaceleración.

Figura B.10. Espectro de Seudoaceleraciones de la señal sintética.

Figura B.11. Comparación del espectro de diseño del SASID contra el espectro de Seudoaceleraciones generado por la señal sintética.

Figura E.1 Ordenadas del espectro de diseño, Ecuación 3.1.2 (NTC, 2017)

Figura E.2 Parámetro p , Ecuación 3.1.3 (NTC, 2017)

Figura E.3 Parámetro de reducción β , Ecuación 3.1.4 (NTC, 2017)

Figura E.4 factor de reducción comportamiento sísmico, Ecuación 3.4.1 (NTC, 2017)

Figura E.5 factor de reducción de sobre resistencia, Ecuación 3.5.1 (NTC, 2017)

Figura E.6 factor de incremento, Ecuación 3.5.2 (NTC, 2017)

Figura D.1 Opción Mesh para vigas y columnas.

Figura D.2 Opción Mesh para muros sin cortes.

1. INTRODUCCIÓN

2. ANTECEDENTES

2.1 Sismicidad

2.1.1 Factores importantes en los sismos

2.1.2 Sistemas de placas tectónicas

2.1.3 Intensidad y magnitud de los sismos

2.1.4 Registros de aceleraciones

2.2 Generalidades de los materiales y respuesta estructural

2.2.1 Antecedentes históricos del concreto reforzado

2.2.2 Antecedentes históricos de la mampostería

2.2.3 Características de la respuesta de estructuras de mampostería

2.3 Respuesta estructural

2.3.1 Cantidad de respuesta

2.3.2 Equilibrio dinámico (principio D'Alembert)

2.3.3 Respuesta de sistemas de varios grados de libertad

2.3.4 Espectro de respuesta

2.4 Métodos de análisis

2.4.1 Análisis modal

2.4.2 Análisis paso a paso en el tiempo

2.5 Estados límite

3. GENERACIÓN DE SEÑALES SINTÉTICAS

3.1 Simulación de sismos compatibles con espectros de diseño.

- 3.1.1 Metodología empleada para la generación de señales sintéticas
- 3.1.2 Generación de la función densidad a partir de espectro de diseño
- 3.1.3 Función de intensidad y ajuste de los sismos sintéticos
- 3.2 Resultados de la generación de sismos sintéticos

4. CASO DE ESTUDIO

- 4.1 Ubicación física de la estructura
- 4.2 Descripción de la estructura (planos de la estructura)
- 4.3 Generación de las señales sintéticas
- 4.4 Modelado numérico
 - 4.4.1 Definición de los materiales estructurales
 - 4.4.2 Limitaciones y simplificaciones del modelo
 - 4.4.3 Modelado numérico en SAP2000
- 4.5 Resultados del análisis
- 4.6 Revisión de estados límite de resistencia
 - 4.6.1 Muros de mampostería
 - 4.6.2 Revisión de desplazamientos laterales
 - 4.6.3 Losas macizas de concreto armado
- 4.7 Revisión del estado límite de servicio

5. CONCLUSIONES

6. REFERENCIAS

APÉNDICE A. COMO UTILIZAR EL PROGRAMA DEGTRA V9.

A.1 Descripción del programa

A.2 Uso del programa con un ejemplo de aplicación.

APÉNDICE B. COMO UTILIZAR EL PROGRAMA SMIQKE-1

B.1 Descripción de los parámetros del archivo de entrada

B.2 Ejemplo de aplicación de generación de señales sintéticas a través de un espectro de diseño

APÉNDICE C. RESUMEN DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE NEWMARK

APÉNDICE D. PASOS PARA EL MALLADO EN SAP2000

APÉNDICE E. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

APÉNDICE F. PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES

C.1 Planos arquitectónicos

C.2 Planos estructurales

1 INTRODUCCIÓN

El papel del ingeniero civil en el ámbito humano y social es proveer estructuras lo suficientemente resistentes y resilientes ante cargas asociadas a una cierta probabilidad de ocurrencia como lo son aquellas generadas por sismos o por viento, así como aquellas cargas que siempre están presentes en las estructuras (permanentes), como lo son el peso propio de la estructura, las cargas debidas a máquinas, los habitantes que se encuentran en ella, etc., pero también hay que recordar que el comportamiento de las estructuras ante las diferentes acciones, como las inducidas por un sismo, depende mucho de las características mecánicas del suelo ya que éstas podrían amplificar las fuerzas internas que se generan en la estructura.

Hoy en día, muchas de las casas que se encuentran en la Ciudad de México han sido construidas por las mismas personas que las habitan y sin asesoría profesional, en muchos casos la experiencia y destreza de estos constructores parece ser suficiente para edificar una casa confortable y resistente, pero también en muchos casos las viviendas de auto construcción, al no haber sido diseñadas por un profesional, podrían no soportar los esfuerzos que se pueden generar ante un sismo, lo que conlleva a daños en la estructura que pueda comprometer la seguridad de los habitantes; es por ello que el tema que se aborda en esta tesis es de suma importancia, ya que en la construcción de estas estructuras pudieron haberse cometido errores u omisiones que ponen en peligro a los usuarios debido a que se pueden generar fuerzas en los elementos estructurales que no fueron consideradas en su diseño, lo cual puede traer consecuencias graves.

En el capítulo número dos se presentan los antecedentes sobre sismicidad, tipos de onda, parámetros de medición de los sismos, etc. Más adelante se da una breve descripción de los materiales más utilizados en las casas habitación, como lo son la mampostería y el concreto. Se da una breve descripción de la dinámica estructural y las principales ecuaciones que la rigen, también se dan los antecedentes teóricos para comprender que es espectro de diseño y algunos métodos de análisis estructural.

En el capítulo número tres se presentan los antecedentes teóricos para generar sismos sintéticos a partir del espectro de diseño del reglamento de La Ciudad de México, cuyo procedimiento se basa en uno de los métodos descritos de la Tesis de licenciatura de Santiago Mateos Gabriel (Santiago, 2004) y en manual del programa SMIQKE-1 (Gasparinni y Vanmarcke, 1976). Se finaliza el capítulo con la comparación de algunas señales generadas.

En el capítulo cuatro se da una descripción breve de la ubicación y estructuración del caso de estudio, se muestra también una señal sintética que se utilizará en el análisis, cuyo procedimiento de generación se explica de manera práctica en el apéndice A y B. Se muestra un resumen de la bajada de cargas del caso en estudio y un resumen de las propiedades mecánicas del acero y el concreto que se utilizaron para el análisis paso a paso en el tiempo.

Debido a que el análisis se realizó con el software SAP2000 se muestra imágenes del modelo del caso de estudio a manera de ilustración. Se finaliza el capítulo con dos tipos de tablas: el primer tipo muestra los esfuerzos generados en los muros de mampostería ante las diversas combinaciones de análisis, el segundo tipo de tabla muestra las distorsiones generadas para comparar ante sismos frecuentes.

2 ANTECEDENTES

2.1 Sismicidad

Un sismo o terremoto se puede definir como la vibración de la Tierra producida por una rápida liberación de energía y puede tener diferentes orígenes como los producidos por explosiones volcánicas, explosiones de bombas atómicas, el choque de cometas con la corteza terrestre, entre otros orígenes (Tarbuck y Lutgens. 2008). Con frecuencia, los terremotos se producen por el deslizamiento de las placas tectónicas a lo largo de sus límites también llamados fallas geológicas como las mostradas en la figura 2.1. La energía liberada irradia en todas las direcciones en forma de ondas desde su origen llamado foco o hipocentro.

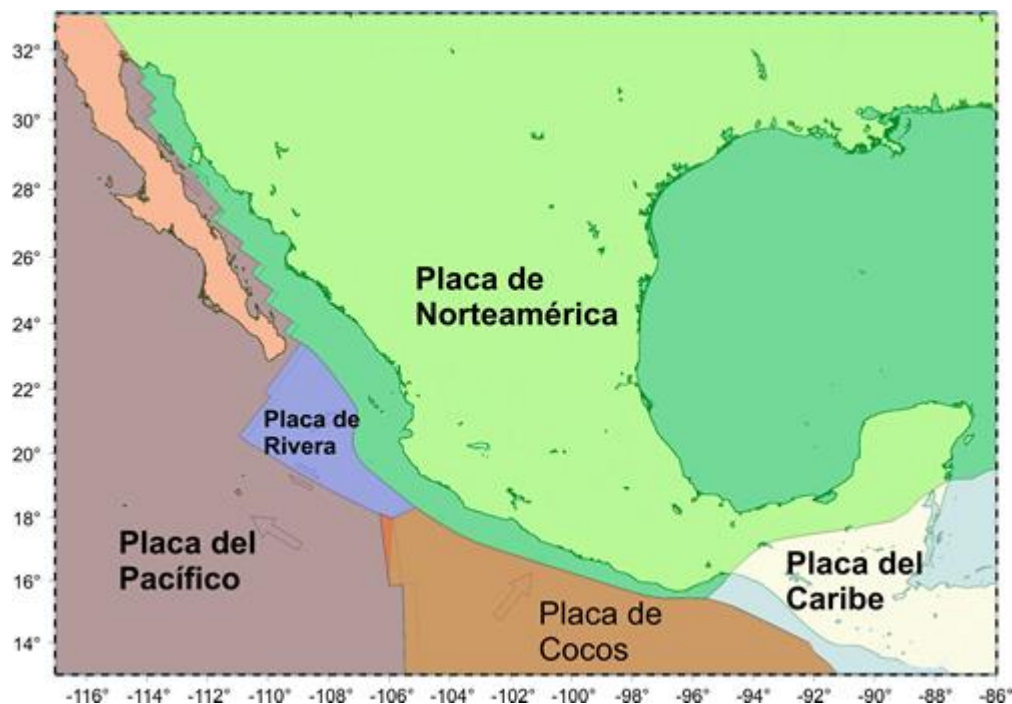


Figura 2.1 Placas Tectónicas en México. (Servicio Sismológico Nacional)

Sin embargo, la mayoría de las fallas son inactivas y no generan terremotos. No obstante, incluso las fallas que han permanecido inactivas durante miles de años pueden volver a moverse si los esfuerzos entre las placas que actúan en la región aumentan lo suficiente provocando sismos.

Los ajustes geológicos que siguen al terremoto principal generan a menudo terremotos más pequeños denominados réplicas. Aunque estas réplicas son mucho más débiles que los terremotos principales pueden destruir estructuras ya muy debilitadas como ocurrió en la Ciudad de México en 1985 y 2017.

Existen también sismos pequeños que son precursores del sismo principal ya que lo anteceden días o incluso años, la observación de estos sismos se ha utilizado para predecir la proximidad de sismos importantes con éxito diverso.

Al final, los esfuerzos que provocan la ruptura de la falla superan la resistencia friccional al deslizamiento. Todavía no se conoce con exactitud qué es lo que desencadena realmente la ruptura inicial. Sin embargo, este acontecimiento marca el inicio de un sismo.

Los sismos, como los más fuertes que han ocurrido en México, se generan a una profundidad de entre 5 km a 160 km (SSN, 2020); todo comienza en un punto llamado foco, esto implica el deslizamiento a lo largo de una superficie externa de la falla, es decir, que la ruptura inicial empieza en el foco y se propaga alejándose del origen, a veces en las dos direcciones horizontales a lo largo de la falla, pero a menudo en una sola dirección.

Durante los terremotos pequeños, el deslizamiento total se produce a lo largo de una superficie de falla comparativamente pequeña o en un segmento pequeño de la falla mayor, de esta manera, la zona de ruptura puede propagarse rápidamente y la duración del sismo es corta.

Por el contrario, los grandes sismos implican el deslizamiento a lo largo de un segmento grande de una falla, que a veces pueden medir varios cientos de kilómetros de longitud. Por consiguiente, las fuertes vibraciones producidas por un sismo de gran magnitud, no sólo serían más fuertes, sino que también durarán más que las vibraciones producidas por un sismo pequeño.

Además, la mayoría de las fallas no son perfectamente rectas ni continuas; por el contrario, consisten en numerosas ramas y fracturas menores que exhiben pliegues y desviaciones.

Aunque existan numerosas fallas y factores que afectan la duración y el comportamiento del sismo, es necesario catalogar y cuantificar estos fenómenos.

El estudio de las ondas sísmicas es posible gracias a dispositivos llamados sismógrafos que son instrumentos que registran las ondas sísmicas. Estos dispositivos tienen una masa suspendida libremente de un soporte que se fija al terreno. Cuando la vibración de un sismo alcanza el instrumento, la inercia de la masa suspendida permanece estacionaria mientras el soporte es el que se mueve. El movimiento del terreno con respecto a la masa estacionaria se registra en un tambor giratorio o con una cinta magnética.

Los sismos causan tres movimientos, un movimiento vertical y dos horizontales en el terreno, por consiguiente, se necesita más de un tipo de sismógrafo. Lo más común es que se utilicen dos sismógrafos horizontales, uno orientado de Norte a Sur y otro de Este a Oeste, el movimiento vertical puede detectarse si la masa se suspende de un muelle.

Los registros obtenidos en base a los sismógrafos se llaman sismogramas y proporcionan mucha información relativa al comportamiento de las ondas sísmicas.

Cuando un sismo tiene presencia existen dos grupos principales de ondas sísmicas. Uno de esos grupos son de ondas que viajan sobre la parte externa de la Tierra llamadas ondas superficiales. El otro grupo es de ondas que viajan al interior de la Tierra denominadas ondas de cuerpo que a su vez se subdividen en ondas primarias P y ondas secundarias S.

Las ondas P son ondas que comprimen y expanden las rocas en la dirección de la propagación de la onda. Los sólidos, los líquidos y los gases se oponen a un cambio de

volumen cuando son comprimidos y recuperarán elásticamente su forma cuando terminó la aplicación de la fuerza.

Por otro lado, las ondas S sacuden las partículas en ángulo recto con respecto a la dirección en las que viajan. A diferencia de las ondas P que cambian transitoriamente el volumen del material por el que viajan comprimiéndolo y expandiéndolo alternativamente, las ondas S cambian transitoriamente la forma del material que las transmite, dado que los líquidos y gases no responden elásticamente, no transmitirán las ondas S.

En los registros sísmicos se puede observar, como se muestra en la figura 2.2, que las ondas P son las primeras en llegar, después las ondas S y por último las ondas superficiales que son las que causan más daño a las estructuras, la diferencia entre los tiempos de llegada de las ondas se debe a su velocidad de propagación. Las diferencias de densidad y las propiedades elásticas de las rocas influyen mucho en las velocidades de las ondas, por lo general las ondas P viajan aproximadamente 1.7 veces más rápido que las ondas S y las ondas superficiales un 90 por ciento de las ondas S (Tarbuck y Lutgens, 2008).

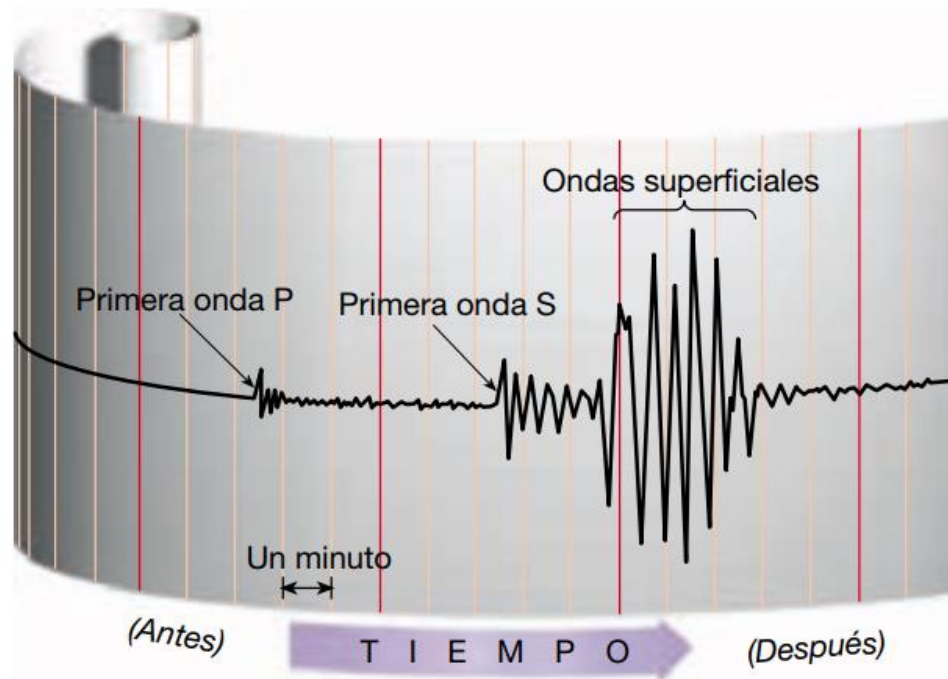


Figura 2.2 Sismograma típico. (Tarbuck y Lutgens, 2008)

Históricamente se han utilizado varios métodos diferentes que describen el tamaño de los sismos. El primero que se utilizó fue la intensidad, que es la medición del grado del sismo en un punto determinado basado en la cantidad de daños, lo cual lo hace inexacta y relativa. Con el desarrollo de los sismógrafos se hizo evidente que era necesaria una medición cuantitativa de un sismo, la medición que se desarrolló fue denominada magnitud y se basa en cálculos que proporcionan los registros sísmicos para calcular la cantidad de energía liberada en la fuente del sismo.

Para medir la intensidad se usa la escala de intensidad modificada de Mercalli, la cual se desarrolló utilizando como estándar los edificios de California en Estados Unidos.

Con el fin de comparar los sismos en todo el mundo se utiliza la magnitud y su medición se da en la escala de Richter. La escala de Richter se basa en la amplitud de la onda mayor ya sea P, S o superficiales registradas en un sismógrafo. Debido a que las ondas se debilitan a medida que se alejan de su foco, se desarrolló un método (que

no se explicará en este trabajo) que considera la disminución de la amplitud de onda con el incremento de la distancia.

2.1.1 Factores importantes en los sismos

Muchos factores determinan el grado de destrucción que acompañan a un sismo, los más significativos son su magnitud y la proximidad a un área poblada; infortunadamente cada año se producen sismos de una elevada magnitud, uno o dos de los cuales pueden ser catastróficos.

A medida que la energía liberada por un sismo viaja a lo largo de la superficie terrestre, hace que el suelo vibre de maneras complejas, moviéndose de arriba a abajo, así como de un lado a otro. La magnitud del daño estructural atribuible a las vibraciones depende de varios factores, entre ellos se encuentra la intensidad, la duración de las vibraciones y la naturaleza del material sobre el que descansan las estructuras y el diseño de la estructura.

Es común que la región situada entre los 20 y 50 kilómetros del epicentro experimentará más o menos la intensidad de sacudida del terreno, la destrucción varía considerablemente dentro de ésta. Esa diferencia es atribuible sobre todo a la naturaleza del suelo sobre el que están construidas las estructuras. Los sedimentos blandos, como es el caso de la zona de lago en la Ciudad de México amplificarán las vibraciones, en general más que el estrato de roca sólida. Es por ello que, en gran parte de la ciudad, las estructuras que están situadas en sedimentos no consolidados tienen más riesgo de daño estructural.

2.1.2 Sistemas de placas tectónicas

La idea de que los continentes van a la deriva por la superficie de la Tierra se introdujo a principios del siglo XX, sobre todo en los mapas mundiales, Sudamérica y África

encajaban como una pieza de rompecabezas. A pesar de las evidencias fue hasta 1915 cuando Alfred Wegener publicó *El origen de los continentes y océanos* donde se estableció de manera radical la hipótesis de la deriva continental.

Wegener sugirió que en el pasado había existido un súpercontinente llamado Pangea, también planteó que hace unos 200 millones de años en la era Mesozoica, este continente comenzó a fracturarse en continentes más pequeños que se desplazaron a sus posiciones actuales, y hace unos 180 millones de años el súpercontinente empezó a separarse.

Wegener y aquellos que eran partidarios de esta teoría la defendieron al evidenciar el casi perfecto encaje que existía entre Sudamérica y África; tal ajuste era muy aproximado debido a la erosión que se generó en esos millones de años en la superficie de los continentes.

Los científicos han determinado que una mejor aproximación del verdadero límite externo de los continentes es la plataforma continental. Hoy en día, el borde se encuentra sumergido a unos cuantos centenares de metros por debajo del nivel del mar. Fue hasta a principios de la década de los setenta que Sir Edward Bullard y dos de sus colaboradores elaboraron un mapa en el que se intentaba ajustar los bordes de las plataformas continentales en el que intentaban ajustar los bordes de las placas a una profundidad promedio de 900 metros bajo el nivel del mar. Se obtuvo un notable ajuste, aunque los continentes se solapaban en algunos lugares, lo cual es debido a que en esos lugares hay grandes depósitos de sedimentos arrastrados por las corrientes marinas.

Además de las notables semejanzas entre los márgenes de los continentes en los lados del atlántico, existieron pruebas paleolíticas al encontrar fósiles idénticos en rocas de Sudamérica y África como fue el Mosasaurus, un reptil acuático que existió hace unos 260 millones de años.

Las pruebas paleolíticas no fueron las únicas que existieron, también Wegener encontró rocas ígneas de 2.200 millones de años de antigüedad en Brasil que se parecían mucho a las encontradas en África, también la evidencia que hay cinturones montañosos que terminan en la costa, solo para reaparecer en las masas continentales situadas al otro lado del océano. Por ejemplo, el cinturón que comprende los Apalaches en Estados Unidos que desaparecen en las costas de Terranova. Montañas de semejante edad y estructura reaparecen en las islas británicas y Escandinavia, de esta manera, las cadenas forman un cinturón casi continuo como se muestra en la figura 2.3.



Figura 2.3 Cadena de montañas semejantes. (Tarbuck y Lutgens, 2008)

A pesar de las evidencias que parecían apoyar la teoría de la deriva continental no fue muy aceptada por los científicos de la época. Existían muchas objeciones, una las principales fue que Wegener no proponía un mecanismo capaz y satisfactorio de mover los continentes a través del planeta; Wegener propuso dos mecanismos: el primero en el que la fuerza gravitacional entre la Luna y la Tierra generaba mareas, que provocaban fuerzas que desplazaban sólo la parte superior de los continentes como si se tratara de fragmentos separados del interior. Otro mecanismo también incorrecto fue el suponer que los continentes más grandes y pesados se abrieron paso por la corteza oceánica, semejante a como los rompehielos atraviesan el hielo; sin embargo, no

existían pruebas de que el suelo oceánico fuera lo bastante débil como para permitir el paso de los continentes.

Por otro lado, la teoría de la deriva continental estableció los conceptos clave que permitirían la revolución de la Geología y nuestra forma de ver el mundo.

Fue hasta la década de los sesenta cuando el físico canadiense J. Tuzo Wilson sugirió que las grandes fallas se conectaban en una red continua que dividía a la capa externa de la Tierra en varias placas rígidas. Además, Wilson describió los tres tipos de bordes de placa y como los bloques sólidos de la capa externa de la Tierra se mueven unos con respecto a los otros. Por ejemplo, en las dorsales oceánicas, las placas se separaban, mientras que, a lo largo de las fosas submarinas, las placas convergían. Además, a lo largo de las grandes fallas, que denominó fallas de transformantes, las placas se deslizan lateralmente una con respecto de la otra. En este sentido, Wilson había presentado lo que se conocería tiempo después como la *teoría de la tectónica de placas*, lo cual cambió la opinión de la comunidad científica a diferencia de la *Teoría de la deriva continental*.

La teoría de la tectónica de placas puede definirse como una teoría compuesta por una gran variedad de ideas que explican el movimiento de la capa externa de la Tierra por medio del mecanismo de subducción y expansión del fondo oceánico, que, a su vez, generan los principales rasgos geológicos de la Tierra, entre ellos los continentes, las montañas y las cuencas oceánicas (Tarbuck y Lutgens, 2008).

El modelo de placas tectónicas dice que, el manto superior, junto con la corteza que subyace, se comportan como una capa fuerte y rígida, conocida como la litósfera, y que esta capa está rota en fragmentos denominados como placas.

Las placas son elementos cuyo grosor puede variar entre unos pocos kilómetros hasta un aproximado de 100 kilómetros en las cuencas oceánicas profundas.

Por el contrario, la litósfera continental, por regla general, tiene un grosor de entre 100 y 150 kilómetros, pero puede superar los 250 kilómetros en algunas de las zonas

más antiguas de las masas continentales (Tarbuck y Lutgens, 2008). La litósfera se encuentra sobre una capa más dúctil conocida como astenósfera.

Las temperaturas y presiones en la parte superior de la astenósfera es la necesaria para que las rocas cercanas se aproximen a su punto de fusión, lo cual genera una roca poco resistente que permite el movimiento de la capa externa rígida de la Tierra, además permite la separación efectiva de la litósfera de las capas inferiores.

Las placas de las que está compuesta la litósfera se mueven unas con respecto de otras y también cambian de tamaño y forma al paso de los años. Se conocen siete placas principales: la placa Norteamericana, la Sudamericana, la del Pacífico, la Africana, la Euroasiática, la Australiana y la Antártica. Es imprescindible hacer notar que la mayoría de estas placas tienen en su interior casi un continente completo y una gran área de suelo oceánico; esto es importante al comparar con la hipótesis de Wegener, quien propuso que los continentes se movían a través del suelo oceánico y no con él.

Uno de los fundamentos principales de la teoría de la tectónica de placas es que las placas se mueven como unidades coherentes en relación con todas las demás placas a una velocidad muy lenta. Este movimiento es impulsado principalmente en los extremos por la diferencia de calor en el interior de la Tierra. El material caliente que se encuentra en las profundidades del manto se mueve despacio hacia arriba y sirve como parte del sistema de convección, en el cual también, las láminas más frías y densas de la litósfera descienden al manto, poniendo de esta manera en movimiento la capa externa rígida de la Tierra. Los roces generados entre las placas litosféricas provocan sismos y deformaciones, las cuales provocan la formación de montañas y volcanes.

A pesar de que las placas litosféricas se mueven como unidades coherentes, en el interior pueden experimentar alguna deformación. Las principales interacciones entre las placas individuales se producen en sus bordes, con las observaciones que se han realizado, hasta el momento se pueden identificar tres tipos de bordes.

Los límites de placa divergentes también se conocen como dorsales en expansión ya que es ahí donde las placas se están separando y se está formando una nueva litósfera. Los límites divergentes son ligeros donde la corteza se está separando, adelgazando y fracturando derivado de la fusión parcial con el manto. Los límites divergentes se caracterizan por topografía accidentada y con alto relieve, resultan de movimientos sísmicos, de desplazamiento de rocas a lo largo de las grandes fracturas y alto flujo de calor.

Los límites convergentes se forman en los límites de las placas divergentes donde la antigua corteza tiene que ser destruida y transformada para que el área completa de la superficie de la Tierra se mantenga constante; de no ser así tendríamos una Tierra expansiva. Esta destrucción de la placa tiene lugar en los límites de las placas convergentes, en los que dos placas chocan y una se inserta debajo de la otra con lo que es reabsorbida por la astenósfera. Los límites divergentes se caracterizan por la formación de montañas, la actividad sísmica y los depósitos de minerales importantes.

Las fallas transformantes se presentan a lo largo de fracturas en el piso oceánico, donde las placas se deslizan una al lado de la otra de forma más o menos paralela, pero no se crea ni se destruye litósfera a lo largo de la línea transformante. El movimiento debido a las fallas transformantes da por resultado una zona de roca muy fracturada, capaz de sufrir numerosos sismos superficiales, una de las fallas transformantes más conocida es la falla de San Andrés, en California; separa la placa del Pacífico de la placa Norteamericana y conecta las dorsales en expansión del golfo de California con las placas de Juan de Fuca y del Pacífico, frente a la costa del norte de California (Wicander y Monroe, 1999).

2.1.3 Intensidad y Magnitud de los sismos

Desde que comenzó el estudio de los sismos, se han usado muchos métodos para obtener dos medidas fundamentales que son de interés sobre un sismo, los cuales son intensidad y la magnitud.

La intensidad es una medición del grado de temblor del terreno en una zona determinada basado en la cantidad de daños.

La cantidad de daños en una zona es una medida cualitativa que se ha quedado plasmada en registros históricos y que depende del autor, las descripciones de esta manera dificultan las comparaciones precisas de las dimensiones sísmicas.

Para estandarizar el estudio de las aceleraciones de un sismo, los investigadores han desarrollado muchas escalas de intensidad que consideraban el daño provocado en los edificios, que también incluían descripciones individuales del acontecimiento, y los efectos secundarios como deslizamientos y rupturas en el suelo. Alrededor de 1902, Giuseppe Mercalli desarrolló una escala de intensidad relativamente fiable, que hoy en día se usa con ciertas modificaciones. La escala de Mercalli se desarrolló inicialmente utilizado como estándar los edificios de California en Estados Unidos, con lo cual permitía calcular la fuerza de un terremoto en la mayor parte de Estados Unidos y Canadá.

A pesar de sus ventajas para proporcionar a los sismólogos una herramienta para comparar la gravedad de un terremoto en zonas donde no hay sismógrafos, las escalas de intensidad tienen diversos inconvenientes. Debido a que las escalas de intensidad se basan en gran medida en los efectos de la destrucción no toman en cuenta otros factores importantes como lo son: el comportamiento de suelo, la densidad de población, el diseño de los edificios y la naturaleza de los materiales superficiales. Por ejemplo, el sismo que se presentó en la Ciudad de México en 1985 fue devastador debido a los sedimentos blandos sobre los cuales la ciudad descansa la ciudad. Es por

ello que la destrucción producida por un sismo no es una medida verdadera de la dimensión real del sismo. (Tarbuck y Lutgens, 2008).

Con el desarrollo de los sismógrafos, se hizo evidente que las mediciones cuantitativas de un sismo en los registros eran más convenientes en vez de descripciones basadas en daños. La magnitud es una medida que se desarrolló para calcular la energía liberada en la fuente del sismo basada en cálculos.

Con la finalidad de comparar los diferentes sismos en el mundo, es necesario una medición que no dependa de parámetros que varían considerablemente de una parte del mundo a otra. Una solución para el problema es el desarrollo de una serie de escalas de magnitud.

La magnitud Richter fue desarrollada en 1935 en el Instituto de Tecnología de California utilizando los registros sísmicos para calcular las dimensiones relativas de los terremotos. La escala Richter se basa en la amplitud de la mayor onda sísmica registrada en un sismógrafo. Debido a que las ondas sísmicas se debilitan a medida que la distancia entre el foco sísmico y el sismógrafo aumentan, Richter introdujo un método que considera las disminuciones de la amplitud con el incremento de la distancia basado en el sismógrafo Wood-Anderson, de esta manera, en teoría, siempre que se utilicen los mismos instrumentos o equivalentes, todas las estaciones de control obtendrán la misma magnitud de Richter. En la realidad, las diferentes estaciones de registro a menudo obtienen diferentes magnitudes para el mismo sismo como consecuencia de las variaciones en los tipos de roca a través de los cuales se desplazan las ondas.

La escala Richter no tiene un límite superior, la mayor magnitud que se ha registrado en un sismógrafo Wood-Anderson es de 8.9, la escala de 8.9 significa que fueron liberados aproximadamente 10^{26} ergios de energía, lo cual es equivalente a la detonación de mil millones de toneladas de TNT (Tarbuck y Lutgens, 2008).

La fuerza de los sismos varía enormemente; los más grandes producen amplitudes de onda miles de veces superior que las generadas por sismos débiles. Para poder comparar estas magnitudes, Richter uso una escala logarítmica para expresar la magnitud. En esta escala, un aumento de diez veces en la amplitud de onda corresponde a un incremento de una unidad en la escala de magnitud, es decir, la cantidad de vibración del suelo para un sismo de magnitud 5 es diez veces mayor que la producida por un sismo que tiene una magnitud de Richter de 4. También cada unidad de Richter corresponde aproximadamente a un aumento de energía de 32 veces, por ejemplo, un sismo de magnitud de 6.5 libera 32 veces más energía más que uno con una magnitud de 5.5 y aproximadamente 1000 veces más energía que uno de magnitud 4.5. La magnitud Richter de los sismos es un indicador para su comparación, pero no es una medida fiable para conocer el tipo de daños que pueden provocar en una estructura, ya que tales daños dependen de la estructuración, de los materiales empleados en la construcción, el tipo de suelo sobre el cual se desplanta la estructura, daños que se han presentado en la estructura debido a otros sismos anteriores, entre otros.

2.1.4 Registros de aceleraciones

Existen en la actualidad diversos dispositivos que nos ayudan a la mejor comprensión de los eventos telúricos que se presentan, como por ejemplo el acelerógrafo. Un acelerógrafo consta de una serie de componentes dentro de los cuales se encuentran: un disipador que activa el instrumento al detectar aceleraciones causada por un movimiento mayor que la de un valor determinado de disparo, un grupo de tres péndulos que pueden oscilar, dos de ellos en dirección horizontal y uno en dirección vertical, un dispositivo de registro de las oscilaciones en cada péndulo y un reloj que marca de manera precisa el tiempo que transcurre en los registros de la señal. A diferencia de los sismógrafos, lo acelerógrafos están diseñados para registrar

aceleraciones muy altas, es por ello que estos dispositivos se utilizan para registrar aceleraciones del terreno durante la ocurrencia del sismo, incluso de alta intensidad.

Los acelerógrafos registran los datos en un sismo de alta intensidad en lo que se denomina acelerogramas, y corresponden a los valores de aceleración del terreno medidos en dos direcciones horizontales ortogonales, así como los valores de aceleración vertical. El acelerograma puede ser análogo o digitalizado, es decir, cuyos registros quedan almacenados en una memoria electrónica.

2.2 Generalidades de los materiales y respuesta estructural

2.2.1 Antecedentes históricos del concreto reforzado

La mayoría de las estructuras de auto construcción fueron concebidas con materiales tales como el concreto reforzado y la mampostería; recordemos que las estructuras de mampostería tienen características derivadas de los procedimientos de construcción y su acomodo; por lo que resulta importante abordar temas fundamentales sobre la mampostería y su comportamiento.

El concreto es una mezcla cuyas características como su resistencia, durabilidad y el tiempo de fraguado dependen de muchos factores como la composición química de los agregados, resistencia a compresión de los materiales pétreos, de la relación agua cemento, cantidad de agua contenido en los agregados, cantidad de aditivos, humedad en el fraguado, modo de preparación, entre otros factores.

El concreto es un material pétreo, artificial obtenido de la mezcla en ciertas proporciones de cemento, agregados, agua y en algunos casos aditivos.

Desde épocas del imperio romano aparece el cemento, también llamado puzolana. Los romanos encontraron grandes depósitos de ceniza volcánica arenosa cerca del Monte Vesubio y en otros lugares de Italia (McCormac y Brown, 2011). Cuando este material era mezclado con cal, arena, grava y agua, al dejar endurecer la mezcla se producía una sustancia rocosa que se empleaba como material de construcción, lo cual era un concreto muy pobre en comparación con las mezclas de hoy en día.

La técnica de hacer concreto puzolánico se perdió durante la Edad Media y fue retomado hasta los siglos XVIII y XIX. En 1796 se descubrió un depósito de cemento natural tanto en Europa como en América que fue explotado durante varias décadas y se vendía con el nombre de “cemento romano”.

Un gran adelanto ocurrió en 1824, cuando Joseph Aspdin, después de laboriosos experimentos, obtuvo una patente para un cemento que él llamó cemento Portland, debido a que su color era muy similar al de la piedra de una cantera en la isla de Portland, en la costa inglesa. La creación de este cemento es el producto de ciertas cantidades de arcilla y piedra caliza pulverizadas y quemadas en la estufa de su cocina, moliendo la escoria resultante para obtener un polvo fino. Fue poco a poco aceptado su uso industrial como comercial, comenzando su uso en la construcción de estucos, iglesias y casas principalmente en Francia.

En Francia, Mornier descubrió un comportamiento más durable, más resistente y de menor peso al combinar el concreto con mallas de acero; es por ello que a Mornier se le atribuye la invención del concreto reforzado.

Fue hasta 1881 cuando Mornier recibió las patentes para la fabricación de durmientes, losas de piso, arcos, puentes peatonales, edificios y otros elementos de concreto reforzado en Francia y Alemania. Desde 1861, a partir de experimentos e investigaciones, el francés Coignet publicó un libro de métodos básicos para el diseño. Coignet fue el primero en darse cuenta de que la adición de demasiada agua a la mezcla reducía de manera considerable la resistencia del concreto. Por otro lado, en Estados Unidos, William E. Ward construyó el primer edificio de concreto reforzado en

Nueva York, en 1875. En 1883 presentó un artículo ante la American Society of Mechanical Engineers donde afirmaba haber obtenido la idea al observar a los trabajadores ingleses en 1867. E.L Ransome, de San Francisco usó concreto reforzado en 1870 y fue el inventor de las varillas corrugadas o retorcidas, que consistían en varillas de sección rectangular retorcida en frío para obtener una mejor adherencia entre el concreto y el acero y obtuvo una patente hasta 1884. Desde entonces, la proliferación de las estructuras de concreto reforzado ha sido mayor en América introduciéndose en México, centro américa y Sudamérica (McCormac y Brown, 2011).

2.2.2 Antecedentes históricos de la mampostería

Se dice que la mampostería fue inventada hace unos 15,000 años por los nómadas, cuando al no encontrar un refugio natural para protegerse, decidieron apilar piedras para formar un lugar para resguardarse (SMIE, 2003).

Tiempo después la mampostería se desarrolló por el mortero de barro, en el tiempo de los primeros asentamientos hace aproximadamente 10,000 años. Algunos vestigios fueron hallados en Irlanda, Francia y España, éste mismo sistema también fue utilizado por los Incas.

Fue hasta el cuarto milenio a.c. cuando los sumerios inventaron el molde, construido por un marco de madera elemental y rústico. El molde es un avance sustantivo en la construcción de la mampostería ya que permitió dar una forma específica a los elementos de construcción de ese entonces.

La mampostería elaborada con barro, llevada al horno aparece al principio del tercer milenio a.c. La mampostería de barro y unida con Betún, permitió construir el primer gran templo de los sumerios llamado “El Zigurat” en la ciudad de Uruk, hoy Irak, aproximadamente en 2,900 a.c.

Mientras tanto en el continente americano, las culturas mesoamericanas lograron desarrollos sorprendentes en la construcción debido a que descubrieron la actividad

puzolánica de diferentes materiales y pudieron producir materiales de cementantes de mayor calidad. Muchas de las rocas del ambiente y ladrillos construidos a base de barro fueron el principal material de construcción de las estructuras, cuyos vestigios hoy en día siguen siendo admirados y estudiados en la actualidad como Chichen Itzá y la pirámide del Sol en Teotihuacán.

Los usos de la mampostería fueron amplios debido a las variadas formas estructurales según las necesidades y aspiraciones. Algunos usos fueron la construcción de muros de contención. Empleando lajas de piedra de forma alargada para una vez acomodadas interactuarán por fricción con el peso del terraplén. Grandes pirámides, como la pirámide del sol construida hacia el año 500 a.c. y que tiene un núcleo de adobes que soportan el revestimiento de piedra. Durante el periodo clásico en Teotihuacán se depuró la técnica de construcción de soportes prismáticos; por su parte, la construcción de bóvedas en la cultura maya, con arcos en las entradas de los templos.

En el año 25 a.c. se comenzaron a construir muros con mampostería unidos con el nuevo mortero de cal según los relatos de Vitrubio (SMIE, 2003). El uso de la mampostería comenzó a proliferar en el siglo IX, ejemplo de ello es la torre en espiral Minarete de 60 m de altura, la cual fue construida en la gran mezquita de Samarra, actualmente Iraq. En el siglo XII, los arcos sumerio y romano de medio punto ceden el paso al arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería y transforman la estructuración tradicional de las obras de mampostería. En la ciudad de Londres, en 1666, comienza la transformación de una ciudad de madera a una de mampostería. Con la revolución industrial en el siglo XVIII, se extendió tanto la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla como su fabricación en Europa, principalmente en Inglaterra. Entre finales del siglo XVIII y principios del siglo XIX, en 1796, se patentó el cemento romano que era una cal hidráulica. En 1824 se inventa y patentó el cemento Portland. Fue entre 1820 y 1840, cuando se usa por primera vez la mampostería reforzada y se inventa el horno de producción continua. En 1863 se crea la máquina de Clayton para el proceso de extrusión. Incluida desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades. Entre

1850 y 1870 se inventa y patenta el bloque de concreto, el ladrillo sálico-calcáreo y el concreto armado. En 1825, el ingeniero británico Brunel construyó un túnel bajo el río Támesis aplicando por primera vez la mampostería reforzada. En 1913 Estados Unidos inició una investigación apoyada por los fabricantes de ladrillos de arcilla para el estudio experimental de la mampostería reforzada. A partir de investigaciones en muchos países aparecieron algunos manuales de mampostería que sirvieron como referencia para las construcciones a partir de 1930, cuando surgió también la mampostería de ladrillos con huecos, lo que facilitó la colocación de acero de refuerzo en su interior.

En 1954 se completó en Zúrich el primer edificio de muros de carga de mampostería reforzada y diseñada racionalmente con una altura de 20 pisos y muros de mampostería simple de 320 mm de espesor.

En México se ha popularizado el uso de la mampostería confinada en edificios multifamiliares de 5 a 6 pisos con muros de 12 a 24 cm de espesor. Esta mampostería se refuerza con elementos perimetrales de concreto reforzado, diseñados y construidos con base a reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

En años recientes se han realizado bastantes estudios acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, la cual nos ha permitido la elaboración de normas de diseño más racionales.

2.2.3 Características de la respuesta de estructuras de mampostería

En México, la mayoría de las estructuras de autoconstrucción están formadas por muros de mampostería confinada, se denomina así a aquellos muros de mampostería que están rodeados en su perímetro por castillos y dalas que forman un marco que encierra tableros relativamente pequeños, los marcos de dalas y castillos hacen más resistentes a los muros de mampostería proporcionándoles una capacidad de deformación mucho mayor que la de un muro no reforzado, además de ser una muy

buena liga con los elementos adyacentes. Sin embargo, este sistema, aunque reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería no aumenta con dichos sistemas.

El comportamiento de la mampostería ante diversas solicitaciones es diferente, y en muchos casos difícil de obtener con ecuaciones, lo cual implica incertidumbre sobre su comportamiento.

La experimentación a lo largo de los años nos ha permitido cada vez refinar más los modelos matemáticos que nos permiten comprender su funcionamiento mecánico, de tal manera que hoy en día existe una buena correlación entre resultados teóricos y los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio.

Existen diversas teorías para calcular la resistencia de los muros a flexo compresión tomando en cuenta la esbeltez; la más acertada es aquella en la que se procede en la misma forma que para columnas de concreto.

En zonas sísmicas, resulta ventajoso emplear en las estructuras muros para resistir fuerzas laterales por la gran rigidez que estos elementos poseen para cargas en su plano, sin embargo, es necesario verificar que su resistencia sea compatible con dicha rigidez.

Para el análisis sísmico no sólo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral; también resulta necesario conocer la capacidad de la misma para absorber la energía inducida por el sismo y amortiguar el movimiento, así como también su contribución en el periodo de vibrar de la estructura ante la fuerza horizontal.

Las principales variables que influyen en el comportamiento de las mamposterías son: tipo de pieza y mortero, confinamiento, cuantía y disposición de acero si ésta se encuentra internamente reforzada, relación de altura a longitud, la carga vertical sobre el muro, y en cierto caso el aplanado que se coloca en una o ambas caras del muro.

Por lo general la mampostería presenta dos tipos de falla: flexión y cortante.

La falla por flexión se alcanza cuando fluye el refuerzo vertical con el que se refuerza el muro, la resistencia ante está solicitación puede calcularse suponiendo un bloque equivalente en compresión en un extremo y que el acero de refuerzo en el otro extremo del muro este fluyendo.

Para la falla por cortante es necesario que primeramente no se alcance la falla de flexión; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe abundante refuerzo vertical y/o mucha carga axial o se trata de muro de gran longitud.

Se puede alcanzar una mayor capacidad de deformación cuando los valores de la relación altura a longitud son grandes, poca cantidad de refuerzo vertical en los extremos del muro en caso de ser muro reforzado, y bajas cargas axiales. Por otro lado, reduciendo la relación de esbeltez, aumentando la carga axial y el refuerzo en los extremos se alcanzan fallas del tipo frágil por cortante a través de grietas diagonales que pueden correrse por las juntas de mortero, o atravesar las piezas y juntas (tensión diagonal); este último tipo de falla por cortante es indicativo de la máxima capacidad de la mampostería, porque el primero sólo indica que se tiene un mortero de baja calidad.

En una serie de ensayos estáticos y dinámicos realizados por William y Scrivener (Hernández, 1995), en las cuales aplicaron ciclos a diversos niveles de carga y frecuencias, se encontró que en los muros probados de manera estática y que fallaban por cortante, presentaban la misma degradación que aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas; sin embargo, en aquellos que fallaron por flexión; los ensayados de manera dinámica se comportaron de forma menos satisfactoria que los estáticos equivalentes. Una explicación para este comportamiento último es que debido al movimiento más violento en el caso dinámico se pierde más rápidamente el material que confina el acero, permitiéndose el pandeo y reduciendo la capacidad del muro a flexión; no es el caso de cortante donde la resistencia está dada por la mampostería principalmente.

2.3 Respuesta dinámica estructural

La dinámica estructural nos permite realizar el análisis de la respuesta de las estructuras causada por el movimiento del terreno durante un sismo. Por definición, los sistemas lineales son sistemas elásticos, es decir que cumplen con la ley de Hooke, también a estos sistemas se les conoce con el nombre de sistemas elástico-lineales; es necesario recordar que se puede hablar de un sistema lineal cuando existen pequeños desplazamientos, por otro lado, si los desplazamientos son grandes, el sistema puede volverse no lineal.

Para un sistema lineal de 1GDL, la relación entre la fuerza lateral externa causada por las aceleraciones durante un sismo y la deformación resultante u es lineal y queda definida por la siguiente expresión:

$$f_s = ku \quad (2.1)$$

Donde k se la rigidez lateral del sistema expresado en unidades de fuerza/longitud, esta relación indica que las curvas de carga y descargas son idénticas.

Debemos recordar que los desplazamientos laterales en los pisos dependen tanto de la rigidez de las columnas como de la respuesta a los esfuerzos cortantes de las vigas y losas.

En la figura inferior se muestran diversas condiciones de desplazamientos laterales en un marco. La situación en el inciso a) muestra una situación más realista en la cual la rigidez de la viga es intermedia, la cual depende de la estructuración de la viga. La situación b) muestra una situación ideal en la que la rigidez de la viga es infinita, es decir que bajo la aplicación de cualquier carga tiene la suficiente rigidez para no deflexionarse. La situación c) es otro caso ideal y extremo también, en esta situación las vigas no tienen nada de rigidez y se deforman bajo la aplicación de cualquier carga, en este caso el desplazamiento lateral depende solamente de la rigidez lateral de las columnas, la cual es una situación irreal en estructuras.

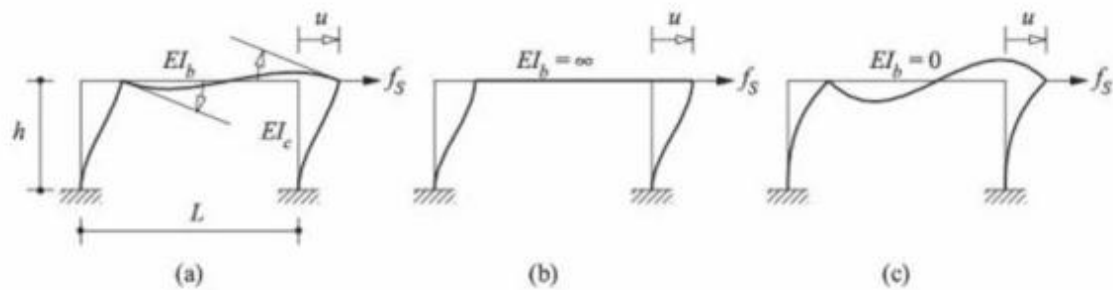


Figura 2.5 Desplazamiento lateral de un marco bajo diferentes condiciones. a) Rigidez real de la viga b) Rigidez infinita de la viga c) Rigidez de cero en la viga (Chopra, 2004)

2.3.1 Cantidad de respuesta

La deformación del sistema como función en el tiempo de la masa respecto al terreno en movimiento, junto con las fuerzas internas que se relacionan linealmente son de gran interés en el diseño ya que nos permite conocer el desplazamiento de los niveles y evitar el efecto de martilleo con las estructuras colindantes. Las fuerzas internas son la respuesta estructural de cada uno de los elementos en la estructura como los son: momentos de flexión, esfuerzos cortantes en las vigas y las columnas, y la torsión, debida a que la estructura pueda ser no perfectamente simétrica en cuanto a geometría.

Para el caso de un nivel, las fuerzas internas pueden determinarse en un instante de tiempo mediante el análisis estático de la estructura con una fuerza equivalente aplicada $f_s(t)$, se define como el cortante basal $V_b(t)$ en un instante a la fuerza equilibrante que se genera en la base del marco y equilibra a la fuerza equivalente $f_s(t)$.

Las estructuras son sistemas que, no importando su tamaño o sus propiedades, se encuentran gobernadas por las tres leyes de la mecánica establecidas por Isaac Newton establecidas en su obra "Philosophiae naturalis principia mathematica" en 1637. Para entender el comportamiento de las estructuras se comienza con la idealización de estructuras simples. Las estructuras simples son aquellas que se pueden idealizar como

una masa centrada y soportada por una barra que no tiene masa, pero tiene una rigidez k en la dirección de aplicación de la fuerza, una frecuencia natural de vibración, un desplazamiento u y un periodo natural de vibración que se definen en las siguientes expresiones respectivamente:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.3)$$

En donde k es la rigidez, m es la masa, ω_n es la frecuencia natural circular y T_n es el periodo natural del sistema. En la figura 2.6 se muestra una representación de una estructura simple.

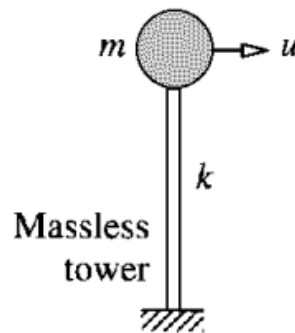


Figura 2.6 Representación de una estructura simple (Chopra, 2004)

Para idealizar y explicar un sistema dinámico es necesario definir algunos conceptos que definen a un sistema de un grado de libertad. En este y en cualquier otro sistema de múltiples grados de libertad puede considerarse que cada elemento estructural como lo son vigas, columna, muros, losas, etcétera, de la estructura real contribuyen a la inercia (masa), rigidez y disipación de energía (amortiguamiento) de una estructura idealizada. El número de desplazamientos independientes requeridos para definir las posiciones de las masas con respecto a su posición original se definen como grados de libertad (GDL). Un ejemplo idealizado y típico de un sistema de un grado de libertad es una estructura de un solo piso, en el que la masa de la estructura

se concentra en el centro de la viga superior, ya que también posee una rigidez y un amortiguamiento que le permite disipar la energía asociada a movimientos telúricos.

La estructura tiene la capacidad de disipar energía a través de deformaciones, lo cual hace que la estructura, al ya no estar sometida ante eventos sísmicos reduzca su movimiento hasta volver a estar en una forma estática, la constante de amortiguamiento c es una medida de la energía disipada en un ciclo de vibración no forzada.

El comportamiento de las estructuras depende en gran medida del amortiguamiento, es común que quede expuesto para términos de ingeniería como fracción o razón de amortiguamiento, se define como fracción o razón de amortiguamiento ζ el cociente en porcentaje que resulta del amortiguamiento c y el amortiguamiento crítico c_{cr} , donde m la masa de la estructura y ω_n es la frecuencia natural. Las definiciones se muestran a continuación en las siguientes ecuaciones:

$$c_{cr} = 2m\omega_n \quad (2.4)$$

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.5)$$

2.3.2 Equilibrio dinámico (principio de D'Alembert)

Para la descripción de este sistema se representa $p(t)$ como la fuerza lateral que genera un desplazamiento lateral (debido a los sismos), el desplazamiento en la masa concentrada como u , y el mecanismo de disipación de la energía como c que se idealiza como un amortiguador viscoso. En la figura 2.7(b) se representa un marco referencial, es decir la ubicación original, el desplazamiento total de la base del marco debido al sismo como " u_g " y el desplazamiento respecto a su punto original como " u ".

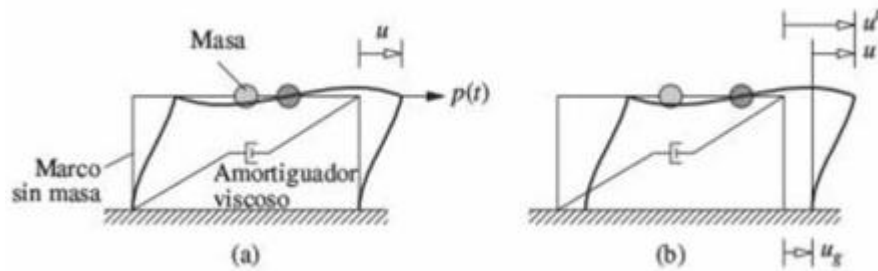


Figura 2.7 Sistema de un grado de libertad: a) fuerza aplicada $p(t)$; b) movimiento del terreno inducido por un sismo (Chopra, 2004)

Una vez planteado el esquema anterior y aplicando las leyes de Newton se llega a que el movimiento de una estructura simple en cierto instante del movimiento telúrico se define por una fuerza externa $p(t)$, una fuerza restauradora elástica o inelástica f_s y la fuerza de amortiguamiento f_D .

Durante un instante, el sismo provoca un desplazamiento $u(t)$, una velocidad $\dot{u}(t)$ y una aceleración $\ddot{u}(t)$ en el punto donde se concentran las masas de la estructura idealizada. A partir de la segunda ley de Newton se obtiene:

$$m\ddot{u} + f_D + f_s = p(t) \quad (2.6)$$

En términos de aceleración, velocidad y distancia tenemos obtenemos:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.7)$$

Una vez que se ha evaluado la historia a de deformaciones $u(t)$ mediante el análisis dinámico de la estructura (es decir resolver la ecuación 2.7), es posible conocer los elementos mecánicos (momentos de flexión, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) y con ello los esfuerzos que estos provocan en los elementos estructurales mediante un análisis estático de la estructura en cada instante de tiempo. Este análisis tiene dos formas de verse:

La primera forma es un análisis en cada instante, el desplazamiento $u(t)$ con el que están relacionadas las rotaciones de los nudos ya es conocido, y, por tanto, es

posible, a través de las propiedades de rigidez obtener elementos mecánicos y con ello los esfuerzos.

La segunda forma consiste en introducir una fuerza estática equivalente que representa la acción de las fuerzas externas f_s en cierto instante de tiempo t ; esta fuerza equivalente aplicada lentamente provocará desplazamientos u determinados por el análisis dinámico, con la componente de rigidez quedaría representado como:

$$f_s(t) = ku(t) \quad (2.8)$$

2.3.3 Respuesta de sistemas de varios grados de libertad

En una estructura real, la masa se distribuye en toda su longitud, pero en la práctica puede idealizarse como concentrada en un piso o en un nodo dando resultados aceptables; la masa concentrada en un nodo se puede asignar a partir de la porción del peso que puede asignarse de manera razonable a tal nodo. Cada masa de cada elemento estructural se sustituye por masas puntuales, la masa concentrada en un nodo de la estructura es la suma de las contribuciones de las masas de todos los elementos estructurales conectados a tal nodo.

En estructuras de varios niveles se acepta que las masas en la estructura están concentradas en los niveles de los pisos. Esta simplificación se debe a los efectos restrictivos de las losas o diafragmas de piso, por lo general, cada diafragma de piso se considera rígido en su propio plano, pero es flexible ante la flexión en la dirección perpendicular a su plano; al hacer esta consideración, el punto con la masa concentrada en un piso tiene tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación.

La idealización de masas para un edificio de varios niveles es más difícil si el diafragma de piso no puede considerarse rígido en su propio plano, como lo puede ser un sistema de viguetas de madera y de lámina de madera contrachapada. Cuando sea

así, la masa del diafragma debe repartirse a los nodos individuales, es decir que las cargas vivas y muertas distribuidas al nivel de piso se asignan a los nodos de ese piso con sus áreas tributarias correspondientes. Es importante que, en la idealización de las rigideces, también debe reconocerse la flexibilidad del diafragma, para estos propósitos es recomendable el método de los elementos finitos.

Las fuerzas que actúan en cada nivel de masa m_j son una fuerza externa $p_j(t)$, una fuerza restauradora elástica o inelástica f_{sj} , y la fuerza de amortiguamiento f_{Dj} , tal relación tiene la siguiente forma.

$$m_j \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{sj} = p_j(t) \quad (2.9)$$

El sistema de ecuaciones el conjunto de masas se puede escribir como:

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{p}(t) \quad (2.10)$$

Si se supone un comportamiento lineal, se introduce la rigidez lateral que es debida a columnas y muros de mampostería k_j del j -ésimo entrepiso; se puede relacionar el cortante V_j del entrepiso con su desplazamiento relativo, $\Delta_j = u_j - u_{j-1}$ mediante.

$$V_j = k_j \Delta_j \quad (2.11)$$

La fuerza restauradora en el sistema es:

$$\mathbf{f}_S = \mathbf{k} \mathbf{u} \quad (2.12)$$

La fuerza amortiguadora en el sistema es:

$$\mathbf{f}_D = \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} \quad (2.13)$$

La ecuación (2.8) se puede reescribir como:

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (2.14)$$

Existen muchas estructuras, o bien pueden ser catalogas aquí la mayoría de las estructuras las cuales tienen plantas asimétricas, es decir que las propiedades de rigidez son asimétricas en los ejes x y y localizados en el plano del piso. La asimetría puede ser la consecuencia de la colocación de muros de concreto o de mampostería, ya sea para reforzar una estructura, delimitar un predio o la separación de instalaciones. Un croquis de una planta asimétrica se muestra en la figura 2.8.

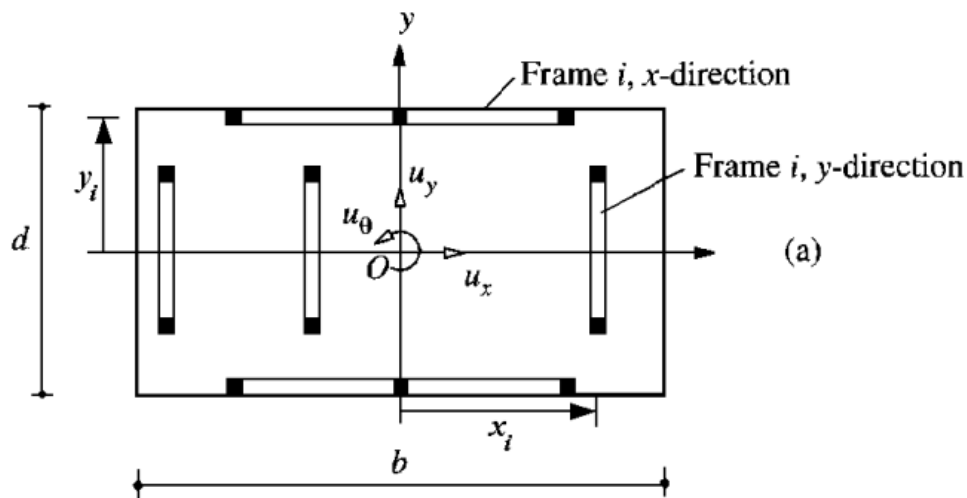


Figura 2.8 Croquis de una planta asimétrica (Chopra, 2004)

Para esta estructura, los grados de libertad para el diafragma rígido del j -ésimo nivel son: la traslación u_{jx} , a lo largo del eje x , la traslación u_{jy} a lo largo del eje y , y la rotación torsional $u_{j\theta}$ alrededor del eje vertical.

En el caso de estructuras de varios niveles con plantas asimétricas podemos definir la aceleración del terreno debido a la acción sísmica mediante $\ddot{u}_{gx}(t)$ y $\ddot{u}_{gy}(t)$ como las componentes horizontales en el plano xy , así como $\ddot{u}_{g\theta}(t)$ como la aceleración rotacional del terreno alrededor del eje vertical (esta aceleración no se registra en los acelerógrafos, pero es posible calcularse con dos aceleraciones trasnacionales en la base).

El sistema de ecuaciones que se requiere resolver para la obtención de desplazamientos es el siguiente que se muestra en la ecuación (2.13):

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & & \\ & \mathbf{m} & \\ & & \mathbf{I}_o \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{k}_{xy} & \mathbf{k}_{x\theta} \\ \mathbf{k}_{yx} & \mathbf{k}_{yy} & \mathbf{k}_{y\theta} \\ \mathbf{k}_{\theta x} & \mathbf{k}_{\theta y} & \mathbf{k}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_x \\ \mathbf{u}_y \\ \mathbf{u}_\theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m} & & \\ & \mathbf{m} & \\ & & \mathbf{I}_o \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{1} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{g\theta}(t) \quad (2.15)$$

En la ecuación anterior \mathbf{m} es una matriz de orden N, con $m_{ij} = m_j$, la masa concentrada en el diafragma del j-ésimo nivel; \mathbf{I}_o es una matriz diagonal de orden N con $I_{ij} = I_{oj}$, el momento de inercia del j-ésimo nivel alrededor del eje vertical a través del centro de masa; y $\mathbf{1}$ y $\mathbf{0}$ son los vectores de dimensión N, con todos los elementos iguales a 1 y cero respectivamente. Para el análisis puede considerarse un componente del movimiento del terreno a la vez, como las efectivas en el sentido deseado y como cero en el otro sentido de la ecuación (2.15).

En las estructuras reales no siempre es posible observar un comportamiento lineal ya que el vector de fuerzas restauradoras \mathbf{f}_s y el vector de desplazamiento \mathbf{u} dependen de si los desplazamientos están aumentando o disminuyendo como se puede ver en la figura 2.4, por lo que las fuerzas restauradoras pueden expresarse como una función implícita de \mathbf{u} .

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) \quad (2.16)$$

De esta manera, se puede reescribir la ecuación general que describe el movimiento para los sistemas inelásticos de VGDL sometidos a una aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ de la siguiente manera:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (2.17)$$

Para los sistemas VGDL, la matriz de amortiguamiento que modela la disipación de energía surgida de los efectos que están en función de la velocidad dentro de un intervalo de deformaciones elástico-lineal se supone que también representa el mecanismo de amortiguamiento en el intervalo inelástico de las deformaciones. La energía que se disipa gracias al comportamiento inelástico se explica por la relación

histerética de esfuerzo deformación, la cual se utiliza para procedimientos numéricos paso a paso.

Las fuerzas externas dinámicas dadas pueden definirse como $p(t)$, la respuesta dinámica de un sistema de varios grados de libertad VGDL puede obtenerse al resolver las ecuaciones (2.18) o (2.19) para la coordenada modal $q_n(t)$ para las ecuaciones modales, que son el resultado de aplicar el análisis modal a un sistema de varios grados de libertad.

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = p_n(t) \quad (2.18)$$

Al dividir la ecuación (2.19) entre M_n obtenemos:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{p_n(t)}{M_n} \quad (2.19)$$

Donde ζ_n es la fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo.

La ecuación modal obtenida tiene la misma forma que la ecuación de movimiento para un sistema de 1GDL como la ecuación (2.6). Es por ello que los métodos de solución y los resultados disponibles en los sistemas de 1GDL pueden adaptarse a fin de obtener las soluciones $q_n(t)$ para las ecuaciones modales. Una vez determinado las coordenadas modales $q_n(t)$, la ecuación (2.20) indica que la contribución n-ésimo modo a los desplazamientos nodales $u(t)$ es:

$$u_n(t) = \Phi_n q_n(t) \quad (2.20)$$

Con la combinación de estas contribuciones modales proporciona los desplazamientos totales:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n q_n(t) \quad (2.21)$$

Es importante resaltar que la $u(t)$ resultante es independiente de la manera en cómo se normalicen los modos, aunque las $q_n(t)$ no lo son.

Este procedimiento se conoce como el análisis modal clásico o el método de superposición de modos clásico por que las ecuaciones modales individuales y desacopladas se resuelven al final para determinar las coordenadas modales y las respuestas modales $u(t)$, para después combinarlas y obtener la respuesta total en forma de desplazamientos, este método de análisis está restringido a los sistemas lineales con amortiguamiento clásico. El amortiguamiento debe tener la forma clásica para que las ecuaciones modales se desacoplen, lo cual es una de las características centrales del análisis modal.

Existen dos procedimientos para obtener las fuerzas en un instante t de tiempo en los elementos estructurales como lo son vigas, columnas, paredes, losas, como lo indica el objetivo de esta tesis.

En el primer procedimiento, la contribución del n -ésimo modo $r_n(t)$ se determina a partir de los desplazamientos modales $u_n(t)$ utilizando las propiedades de rigidez. Entonces la fuerza del elemento considerando las contribuciones de todos los modos es:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) \quad (2.22)$$

En el segundo procedimiento, las fuerzas estáticas equivalentes asociadas con la respuesta del n -ésimo modo están definidas por la ecuación (2.22) con el subíndice s eliminado: $f_n(t) = k u_n(t)$. Al sustituir en la ecuación (2.22) la relación $k \phi_n = \omega_n^2 m \phi_n$ resulta:

$$f_n(t) = \omega_n^2 m \phi_n q_n(t) \quad (2.23)$$

El análisis estático de la estructura ante sollicitaciones externas en cada instante de tiempo proporciona la fuerza elemental $r_n(t)$ con lo que la fuerza total está dada por la ecuación (2.19) y se puede obtener las fuerzas en los elementos en un instante definido.

2.3.4 Espectro de respuesta

Un espectro de respuesta se puede visualizar como una gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del periodo de vibración natural T_n del sistema, o también de un parámetro relacionado con las propiedades de la estructura como la frecuencia circular ω_n . Cada una de estas gráficas corresponde a sistemas de 1GDL que tienen una fracción de amortiguamiento ζ definida, y es necesario incluir gráficas para diferentes valores de amortiguamiento para cubrir los diferentes valores de amortiguamiento en las estructuras reales.

Recordemos que las cantidades de respuesta que se manejan de manera más común son el de deformación, la velocidad relativa y la aceleración, es común que los ingenieros prefieran utilizar el periodo natural en vez de la frecuencia circular ya que el concepto de periodo natural resulta más intuitivo.

El espectro de desplazamientos proporciona la información necesaria para calcular los valores máximos de los desplazamientos $D \equiv u_o$ y las fuerzas internas; correlacionado a este, existen dos espectros de respuesta más que son el de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración.

El espectro de respuesta de la pseudo-velocidad es una gráfica de V en función del periodo de vibración natural T_n del sistema, donde V es la pseudo-velocidad máxima que tiene la masa estructural m ante un movimiento sísmico del terreno, su relación se muestra en la ecuación (2.24).

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi D}{T_n} = \frac{A}{\omega_n} \quad (2.24)$$

El espectro de respuesta de la pseudo-aceleración es una gráfica de A en función del periodo de vibración natural T_n del sistema, donde A es la pseudo-aceleración máxima que tiene la masa estructural m ante un movimiento sísmico del terreno. La pseudo-aceleración máxima nos permite relacionar la masa con el valor máximo del

cortante basal V_{bo} o el valor máximo de la fuerza estática equivalente f_{so} , debido entonces a que hay un par de fuerzas se genera también un momento, este momento es equilibrado por un M_{bo} que es la oposición de la estructura al momento generado por el par de fuerzas V_{bo} y f_{so} . Las relaciones muestran en las ecuaciones (2.25) y (2.26) y se muestra en la figura 2.9 la representación de las fuerzas V_{bo} y f_{so} asociadas a un marco de un nivel de altura h .

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi D}{T_n}\right)^2 D \quad (2.25)$$

$$V_{bo} = f_{so} = mA \quad (2.26)$$

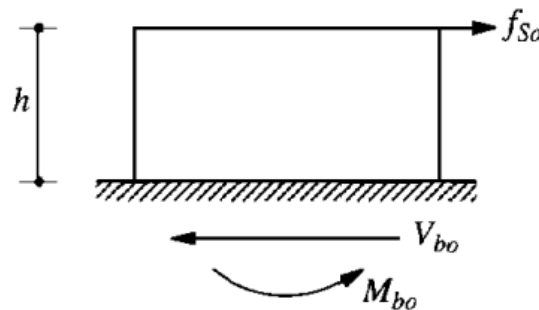


Figura 2.9 Fuerzas laterales de un marco (Chopra, 2004)

Un espectro de respuesta debe cubrir un cierto intervalo de periodos de vibración, de modo que proporcione la respuesta máxima de estructuras posibles de 1GL con diferente periodo natural. Es común que los valores de amortiguamiento cubran valores dentro del intervalo de 0% a 20% para ζ .

Para un análisis, la generación de un espectro de respuesta de un sismo requiere un esfuerzo considerable de cálculo. Un análisis dinámico completo para determinar la variación en el tiempo o historia de un sistema de 1 GDL proporciona los datos para un punto en el espectro correspondiente al periodo natural de vibrar T_n y la fracción de amortiguamiento ζ , lo cual es útil porque nos ayudará a definir un comportamiento más realista de la estructura.

El espectro de diseño es establecido en muchos códigos de construcción ya que debe satisfacer ciertos requisitos y está ideado para diseñar nuevas estructuras o evaluar la seguridad y desempeño de estructuras ya existentes como se realizará en este trabajo.

El espectro de diseño se genera a partir de las máximas respuestas de muchos eventos sísmicos en una zona específica asociadas a un periodo natural de la estructura, es por ello que no puede predecir la variación del espectro en sus detalles para un sismo que pueda generarse en el futuro.

El espectro de diseño consiste un conjunto de curvas suaves o una serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento. La composición de este diseño está dada en los reglamentos de construcción de cada país y en su caso que cada estado, en este caso por ser la Ciudad de México se usará el espectro de diseño del reglamento de construcción de la Ciudad de México para generar las señales sintéticas a las cuales se someterá la estructura.

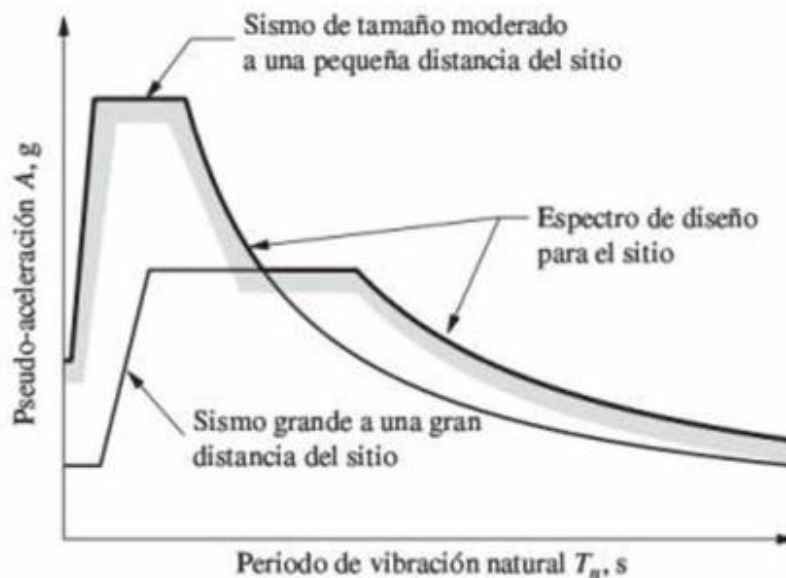


Figura 2.10 Diferencia entre espectro de diseño definido como envolvente para sismos originados en lugares diferentes (Chopra, 2004)

Recordemos que el espectro de diseño se basa en el análisis estadístico de los espectros de respuesta para un conjunto de movimientos del terreno, es por ello que el espectro de diseño de una zona no puede ser aplicado directamente a otra zona, de ser así el diseño sísmico sería insuficiente para resistir las fuerzas sísmicas en esa zona o estaría sobredimensionado. En caso de requerir un espectro de diseño en zonas fuera de la Ciudad de México es recomendable utilizar el Manual de diseño de obras civiles en su capítulo de diseño por sismo. En la figura 2.10 se muestra la gráfica de un espectro de diseño.

Cuando se habla de espectro hay que hacer una diferenciación entre el espectro de respuesta y el espectro de diseño, el espectro de respuesta es un conjunto de puntos de la respuesta máxima de todos los sistemas de 1GDL posibles, es por ello que es una descripción gráfica de un movimiento del terreno particular. Por su parte el espectro de diseño es una envolvente de las probables máximas respuestas en función del periodo de vibración natural de la estructura y del porcentaje de amortiguamiento.

Para efectos del cumplimiento del reglamento y para el diseño de los espectros de diseño que se utilizarán para generar señales sintéticas, se considera una zonificación geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones; la ilustración se muestra en la figura 2.11. El reglamento permite el uso de un software gratuito en el Sistema de Acciones de Diseño llamado SASID, el cual se encuentre en la base de datos de la página www.SASID.df.gob.mx, incluso su uso se requiere para la determinación de ciertos parámetros para el cálculo de espectro de diseño.

Conforme a lo anterior, la Ciudad de México se divide en tres zonas:

- a) Zona I o de lomas
- b) Zona II o de transición
- c) Zona III o del lago

Grupo A: Son las edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias graves, y además se subdivide en dos sub grupos:

A1, son estructuras que es necesario mantener en operación como, hospitales, aeropuertos, instalaciones militares, centros de servicio de emergencia, subestaciones, antenas, etc.

A2, son estructuras cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.

Grupo B: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en B1 y B2:

B1: 30 m de altura o más o con 6000m^2 de área construida en zonas I y II, más 15 metros de altura o con 3000m^2 para la zona III.

B2: Estructuras anexas a hospitales o aeropuertos, cuyo funcionamiento no es esencial para estas estructuras entre otras.

2.4 Métodos de análisis

2.4.1 Análisis modal

El análisis modal en esencia hace uso de los modos de vibrar de la estructura para simplificar el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto principal es que, es un cierto instante, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismo constituye un conjunto complemento (Meli y Bazán 2001).

La ecuación de movimiento para un sistema lineal sin amortiguamiento de VGDL es:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (2.27)$$

Para resolver el sistema de ecuaciones, resulta más fácil transformar las ecuaciones del sistema anterior en coordenadas modales q_n , de esta manera, la ecuación (2.27) se puede expresar como sigue:

$$\sum_{r=1}^N \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \mathbf{p}(t) \quad (2.28)$$

Al multiplicar por ϕ_n^T se puede reescribir la ecuación 2.28 como:

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \quad (2.29)$$

Debido a las relaciones de ortogonalidad de la ecuación anterior, todos los términos en cada una de las sumatorias se anulan, con excepción del término $r = n$, con lo anterior, la ecuación (2.29) se reduce a:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (2.30)$$

El análisis modal puede incluir o no el amortiguamiento, en este caso como la estructura tiene amortiguamiento, las ecuaciones de movimiento para un sistema de VGDL son:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (2.30)$$

A diferencia del caso de los sistemas no amortiguados estas ecuaciones modales pueden acoplarse a través de los términos de amortiguamiento, sin embargo para ciertas formas de amortiguamiento que son idealizaciones razonables de muchas estructuras, estas se desacoplan de la misma forma que los sistemas no amortiguados, ya que se desacoplan si el sistema tiene un amortiguamiento clásico, de esta forma la ecuación (2.30) puede reescribirse como:

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \quad (2.31)$$

y simplificarse como:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (2.32)$$

La ecuación (2.32) existe para cada $n = 1$, y el conjunto de N ecuaciones puede escribirse de manera matricial de la forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{P}(t) \quad (2.33)$$

Estas N ecuaciones en las coordenadas modales $q_n(t)$ se acoplan a través de los términos de amortiguamiento porque la ecuación (2.33) contiene más de una velocidad modal. Las ecuaciones modales se desacoplan si el sistema tiene un amortiguamiento clásico por lo que la ecuación 2.33 se reduce a:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t) \quad (2.34)$$

Al dividir todo entre M_n tenemos:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + (\omega_n)^2 q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.35)$$

Donde ζ_n es la fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo. Por lo general no se calcula, sino que se estima en base a datos experimentales para estructuras, para los casos más comunes es 5%. La ecuación (2.35) rige la coordenada $q_n(t)$ de n-ésimo modo. Los parámetros M_n, K_n, C_n y $P_n(t)$ dependen del parámetro ϕ_n del n-ésimo modos, y no de los otros modos. Por lo tanto, se tiene N ecuaciones desacopladas en la ecuación (2.35), una para cada modo natural.

Para las fuerzas externas dinámicas que están definidas por $\mathbf{P}(t)$, la respuesta dinámica de un sistema de VGDL puede determinarse resolviendo las ecuaciones (2.34) o (2.35) para la coordenada modal $q_n(t)$. Cada ecuación modal tiene la misma forma que la ecuación de movimiento para un sistema de 1GDL. Por lo tanto, los métodos de solución para un sistema de 1GDL pueden adaptarse a fin de obtener las soluciones $q_n(t)$ para las ecuaciones modales. Una vez que se han determinado las soluciones $q_n(t)$, la ecuación (2.22) nos indica la contribución del n-ésimo modo a los desplazamientos nodales $\mathbf{u}(t)$ es:

$$\mathbf{u}_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2.36)$$

Y la combinación de estas contribuciones modales proporciona los desplazamientos totales:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.37)$$

Este procedimiento se conoce como el análisis modal clásico o el método de superposición de modos clásico porque las ecuaciones modales (desacopladas) se resuelven a fin de determinar las coordenadas modales $q_n(t)$ y las respuestas modales $\mathbf{u}_n(t)$ para después combinarlas y obtener la respuesta total $\mathbf{u}(t)$. Este método de análisis está restringido a los sistemas lineales con amortiguamiento clásico, la linealidad del sistema está implícito en el principio de superposición, mientras que el amortiguamiento clásico garantiza el desacoplamiento del sistema de ecuaciones modales.

2.4.2 Análisis paso a paso en el tiempo

La solución analítica de la ecuación de movimiento para sistemas de VGL no es posible si la fuerza o aceleración del terreno no es lineal o varía arbitrariamente como es el caso de un sismo. Entonces para la solución de tales problemas es necesario abordar métodos numéricos paso a paso en el tiempo para la integración de ecuaciones diferenciales. Existen muchos métodos numéricos en la literatura de la dinámica estructural, el método numérico que se seleccionó es el de Newmark.

Los métodos numéricos tienen como objetivo resolver el sistema de ecuaciones que proporcionan la respuesta de los sistemas de VGDL:

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_S(\mathbf{u}) = -m\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.38)$$

Con la condición iniciales, $t=0$:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}(0) \quad \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}(0)$$

De esta manera, la solución proporciona el vector de desplazamiento $\mathbf{u}(t)$ como una función del tiempo.

Para la solución en el tiempo, la escala de tiempo se divide en una serie de pasos de duración Δt . La excitación se da en los instantes de tiempo discreto $t_i = i\Delta t$ en el que t_i se denota como el tiempo i , el vector de excitación es $\mathbf{p}_i = \mathbf{p}(t_i)$. La respuesta se determinará en los mismos instantes de tiempo y se denota por $\mathbf{u}_i = \mathbf{u}(t_i)$, $\dot{\mathbf{u}}_i = \dot{\mathbf{u}}(t_i)$ y $\ddot{\mathbf{u}}_i = \ddot{\mathbf{u}}(t_i)$.

A partir de la respuesta conocida del sistema en el tiempo i que satisface la ecuación 2.39 en el instante i obtenemos:

$$m\ddot{\mathbf{u}}_i + c\dot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{f}_S(\mathbf{u})_i = \mathbf{p}_i \quad (2.39)$$

Los métodos de análisis en el tiempo paso a paso permiten dar un paso adelante para la determinación de la respuesta \mathbf{u}_{i+1} , $\dot{\mathbf{u}}_{i+1}$ y $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ del sistema en el tiempo $i + 1$, la cual satisface la ecuación 2.40 en el tiempo $i + 1$.

$$m\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} + c\dot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{f}_S(\mathbf{u})_{i+1} = \mathbf{p}_{i+1} \quad (2.40)$$

De esta manera, cuando se aplica en forma sucesiva con $i = 1, 2, 3, \dots$, el procedimiento de análisis en el tiempo paso a paso proporciona la respuesta requerida en todos y cada uno de los instantes en el tiempo $i = 1, 2, 3, \dots$. Las condiciones iniciales conocidas dan la información necesaria para iniciar el proceso.

El método de Newmark se basa en la suposición de que la aceleración varía linealmente entre dos instantes de tiempo, las expresiones resultantes de velocidad y desplazamiento que permiten la solución paso a paso en el tiempo son las siguientes:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.41)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.42)$$

Los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan con ello las características de la estabilidad y precisión del método.

Debido a que es un proceso estable ya que el promedio de las aceleraciones es constante, para el análisis quedan definidos los parámetros como $\beta = \frac{1}{2}$ y $\gamma = \frac{1}{4}$.

Para los sistemas de 1GDL las relaciones de aceleración y velocidad en un instante $i + 1$ que resuelven la ecuación 2.40 quedan de esta manera.

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{u}_i \quad (2.43)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} (u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (2.44)$$

La ecuación de equilibrio incremental en cada instante queda descrita como:

$$\widehat{p}_{i+1} = p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c\right] u_i + \left[\frac{1}{\beta\Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c\right] \dot{u}_i + \left[\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) c\right] \ddot{u}_i \quad (2.45)$$

También la aceleración puede obtenerse con base en la ecuación de movimiento en el tipo $i + 1$:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}}{m} \quad (2.46)$$

El método de Newmark puede extenderse con facilidad a los sistemas de VGDL. Las ecuaciones anteriores que relacionan los incrementos de la respuesta a través del paso del tiempo con los valores de la respuesta en el tiempo i , y la ecuación 2.45 del equilibrio incremental, ahora se convierten en ecuaciones matriciales. La introducción de este cambio, junto con la transformación de las condiciones iniciales en coordenadas y soluciones modales en los desplazamientos nodales, conduce a la tabla siguiente, en la que se resume la solución del análisis en el tiempo paso a paso con el método de Newmark. El método de Newmark paso a paso en el tiempo se resume en el apéndice C.

2.5 Estados límite

El término estado límite se usa para describir la condición en que una estructura o parte de ella, deja de cumplir la función para la que fue diseñada o su respuesta se considera inaceptable. Hay dos categorías de estados límite: por resistencia y por servicio (McCormac y Brown, 2011).

2.5.1 Estados límite de falla

Son aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados límite de falla y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de esos efectos, que llamaremos fuerzas internas, constituye un estado límite de falla, así como la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, el pandeo de uno de sus miembros, el pandeo local de una sección y la falla por fatiga (Meli, 2004).

Además de los esfuerzos, existen también la limitación de desplazamientos laterales, para su revisión en base a las normas técnicas complementarias es necesario obtener las distorsiones de entrepiso.

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño o señal sintética, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento.

Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3 de las NTC de sismo, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) de las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural

que se adopte, donde Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura.

2.5.2 Estados límite de servicio

Los estados límite de servicio se refieren al desempeño de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con los usos y/o la ocupación de las estructuras. El estado límite de servicio se mide considerando las magnitudes de las deflexiones, grietas y vibraciones de las estructuras, así como la cantidad de deterioro superficial del concreto y la corrosión del refuerzo (McCormac y Brown, 2011).

3. GENERACIÓN DE SEÑALES SINTÉTICAS

Para el análisis de estructuras existentes ante eventos sísmicos se puede recurrir a la generación de señales sintéticas.

Las señales sintéticas son respuestas de movimientos de terreno simulados, cuyas intensidades en esta investigación, son apegadas a los espectros de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2017.

Para obtener los acelerogramas o historias de aceleración para el análisis de la estructura se recurrirá al espectro de diseño en base al RCDF 2017.

La variación de la amplitud de la aceleración del sismo a generar se da a través de una función envolvente de intensidad que modula una superposición de ondas senoidales.

Para la generación de señales sintéticas de aceleración se usará un software llamado SMIQKE-1(Gasparinni y Vanmarcke, 1976). Una vez generadas las señales sintéticas en el dominio del tiempo se obtendrá el espectro de pseudoaceleraciones de las señales generadas en el dominio de las frecuencias, para de esta manera poder comparar con el espectro de diseño dado por el SASID y así poder validar su compatibilidad.

3.1 Simulación de sismos compatibles con espectros de diseño

Se presenta aquí un método de generación de sismos sintéticos o acelerogramas compatibles con el espectro de diseño, en el cual, los sismos sintéticos serán considerados como un proceso aleatorio, cuya principal característica será que son estacionarios, es decir que el promedio de los desplazamientos generados por las aceleraciones se mantiene constante, pero modulados en amplitud. En este subcapítulo se presentará un resumen de los conceptos básicos que se utilizaron para la generación de acelerogramas y espectros de respuesta, esta y otras metodologías

pueden consultarse con mayor detalle en la tesis de licenciatura de Gabriel Santiago Mateos (Santiago, 2004) y en manual del programa SMIQKE-1 (Gasparinni y Vanmarcke, 1976).

3.1.1 Metodología empleada para la generación de señales sintéticas

Para la generación de sismos artificiales que sean compatibles con los espectros de diseño del reglamento se realiza a través de la superposición de ondas senoidales teniendo ángulos de fase aleatorios y amplitudes que derivan de una función de densidad espectral (Santiago, 2004).

Para simular el carácter transitorio de los sismos reales, se selecciona una función envolvente $I(t)$ que multiplica la superposición de ondas, el movimiento final simulado $x(t)$ es:

$$x(t) = I(t) \sum_n A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (3.1)$$

Como se dijo antes, el movimiento resultante es estacionario, pero modulado en amplitud.

Para el cálculo de amplitudes A_n se utiliza una función de densidad espectral, la función de densidad muestra las contribuciones relativas de energía de las distintas componentes de la frecuencia. La figura 3.1 muestra la relación entre las amplitudes A_n del movimiento, esta relación es la función de densidad espectral $G(\omega)$ (Santiago, 2004).

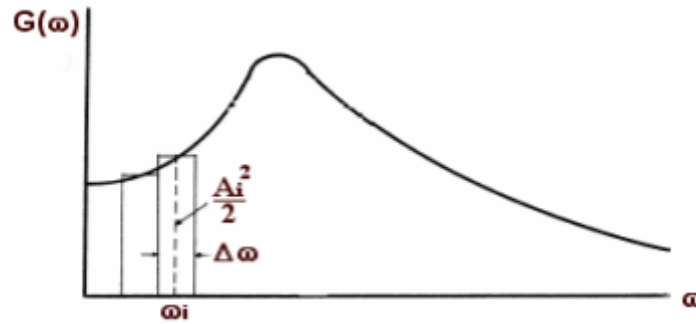


Figura 3.1 Función de densidad espectral de un movimiento real (Santiago, 2004).

De la figura anterior se tiene que:

$$A_i^2 = G(\omega)2\Delta\omega \quad (3.2)$$

3.1.2 Generación de la función densidad a partir de espectros de diseño

Existen muchas maneras de obtener la función de densidad espectral $G(\omega)$; el método que se utiliza para este estudio es el desarrollado por Gasparinni D. y Vanmarcke E. (1976), el cual establece la relación entre la función de densidad espectral y el espectro de diseño, y que puede ser considerado como un espectro de respuesta de aceleraciones; la función de densidad espectral tiene la siguiente forma:

$$G(\omega_n) = \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\zeta_s} - 1 \right)} \left(\frac{\omega_n^2 (Sv)_{s,p}^2}{r_{s,p}^2} - \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

En la expresión anterior Sa es el espectro de diseño, $r_{s,p}$ es un factor extremo que según Gasparinni D. y Vanmarcke E. (1976), para su determinación es necesario determinar la probabilidad que la respuesta $y_{s,p}$ de un sistema supere por primera vez un nivel de respuesta especificado, durante un intervalo de tiempo s (Santiago, 2004). La figura 3.2 ilustra este concepto.

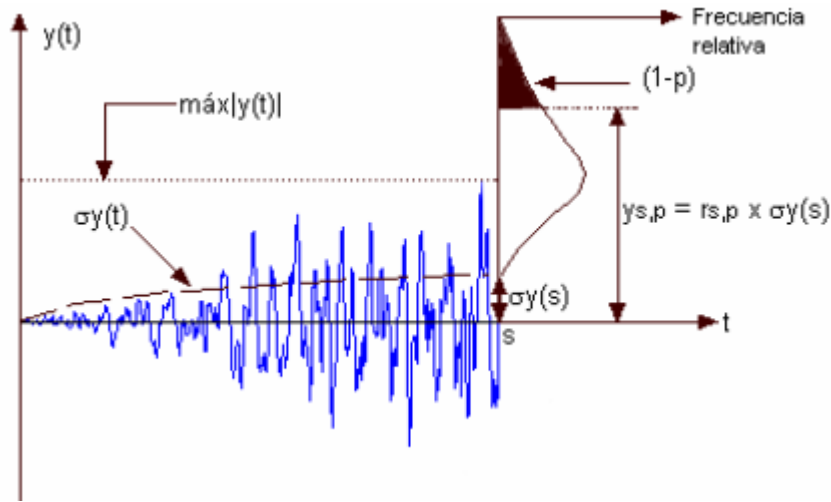


Figura 3.2 Relación entre $r_{s,p}$ y la respuesta espectral $y_{s,p}$ (Santiago, 2004).

El cálculo de $r_{s,p}$ desarrollado por según Gasparinni D. y Vanmarcke E. (1976) para producir las máximas respuestas correspondientes a un estado de excitación estacionario queda dado en la siguiente expresión:

$$r_{s,p} = \left(2 \ln \left(2n \left(1 - e^{-\delta_y(s) \sqrt{\pi \ln(2n)}} \right) \right) \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.4)$$

Donde:

$$n = - \frac{\Omega_y(s) S}{\frac{2\pi}{\ln p}} \quad (3.5)$$

El factor pico es función de los momentos espectrales de la respuesta $\Omega_y(s)$, $\delta_y(s)$. Para periodos bajos, los momentos de respuesta espectral son iguales; es decir $\Omega_y(s) = \Omega$ y $\delta_y(s) = \delta$. Para periodos moderados y altos, el factor pico es determinado usando los parámetros:

$$\Omega_y(s) = \omega n \quad (3.6)$$

$$\delta_y(s) = \left(\frac{4\zeta_s}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

La variable ζ_s es un amortiguamiento ficticio que depende del tiempo y se calcula con la siguiente expresión:

$$\zeta_s = \frac{\zeta}{1 - e^{-2\zeta\omega_n t}} \quad (3.8)$$

Una vez obtenida la función de densidad espectral se calculan las amplitudes a partir de la densidad espectral y se calculan los ángulos de fase aleatorios. Después de calculados todos los parámetros anteriormente mencionados se realiza la sumatoria de ondas senoidales.

3.1.3 Funciones de intensidad y ajustes de los sismos sintéticos

Para el cálculo de la función intensidad $I(t)$ dado en la ecuación 3.1 se pueden usar diferentes formas, como lo es la rectangular, trapezoidal, exponencial o compuesta como se muestra en la figura 3.3. Existen también parámetros para definir estas funciones dependiendo cual se selecciones, las definiciones de estos parámetros junto con un ejemplo de aplicación son desarrollados en el apéndice B de esta tesis.

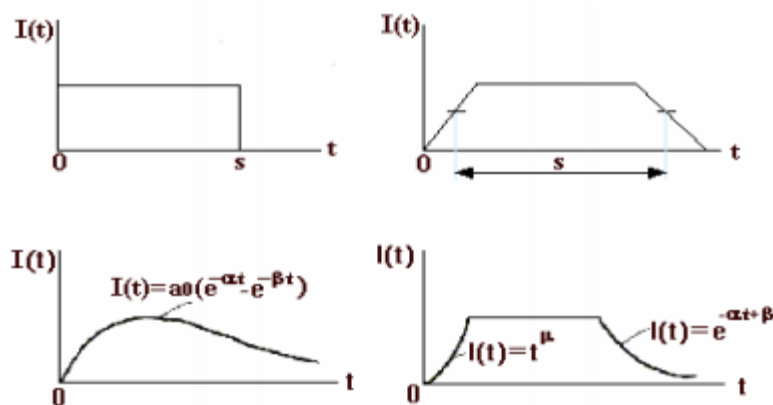


Figura 3.3 Forma de funciones de intensidad (Santiago, 2004).

Una vez que se obtiene el sismo sintético a través de la metodología descrita, es necesario verificar que el espectro de pseudoaceleraciones del sismo generado sea compatible con el espectro de diseño obtenido del SASID, del cual, se obtuvo el espectro de velocidades y que inicialmente se dio como dato para generar la función de densidad espectral (Santiago, 2004); esto se realiza al observar la semejanza del espectro de diseño del SASID con los espectros de pseudoaceleraciones obtenidos con el programa DEGTRA V.9.

Al observar que el espectro de respuesta simulado difiere de manera excesiva al comparar con el espectro de diseño del SASID, puede realizarse un ciclo de iteraciones para mejorar la semejanza.

Con la función de densidad espectral modificada, una nueva señal es generada y un nuevo espectro de respuesta es calculado. Es posible que este procedimiento no sea convergente para todas las frecuencias de control, ya que la respuesta en una frecuencia de control no solo depende del valor de la densidad espectral, sino que también depende de los valores que tengan otras frecuencias cercanas a la frecuencia de interés, es por ello que simplemente se especifica un número deseado de iteraciones (Santiago, 2004).

Tanto la generación de acelerogramas sintéticos a partir del espectro de diseño como su comparación con el espectro de diseño puede ser consultada con mayor detalle en los apéndices A y B, los cuales también describen algunos parámetros específicos de cada programa que se utilizaron junto con un ejemplo de aplicación que se usó en este trabajo de investigación.

3.2 Resultados de la generación de sismos sintéticos

Al realizar el procedimiento que se describe en los apéndices A y B se pueden obtener una gran variedad de sismos sintéticos al dar valores diferentes a los parámetros del programa SMIQKE-1.

A continuación, en la figura 3.4, se muestra de manera gráfica el resultado de algunas señales sintéticas generadas con duración de un minuto a manera de comparación. En la figura 3.5 muestra el espectro de pseudo-aceleraciones generado por los acelerogramas sintéticos a manera de comparación.

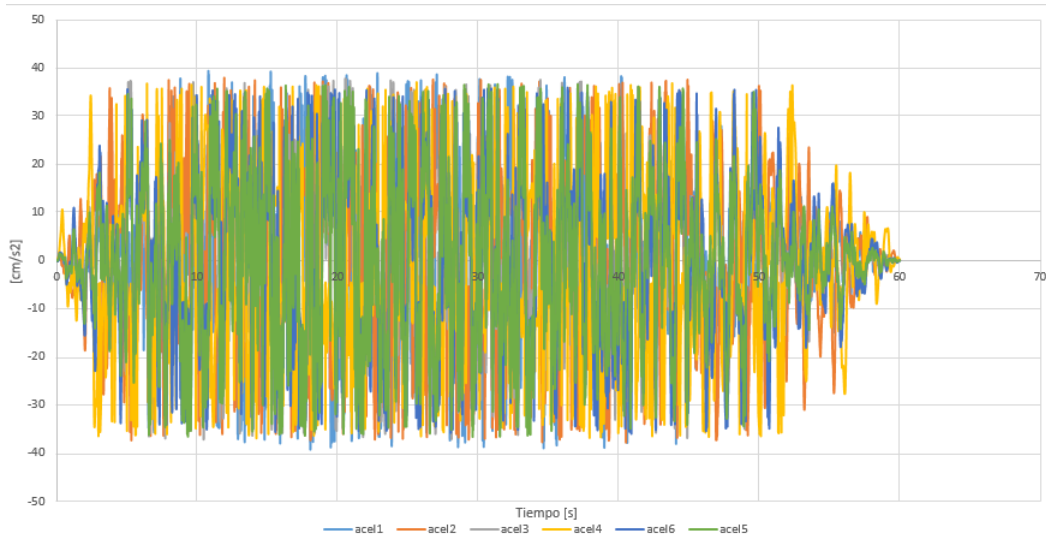


Figura 3.4 Acelerogramas sintéticos generados.

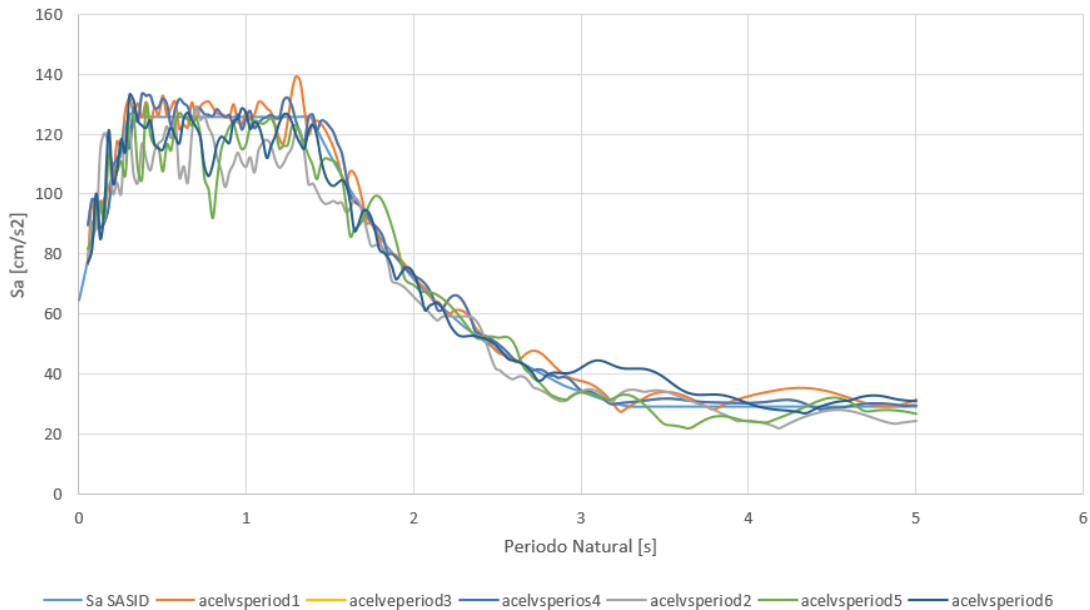


Figura 3.5 Espectro de pseudoaceleraciones de las señales sintéticas generadas.

Se observa en las imágenes anteriores que las señales generadas son semejantes entre sí, pero diferentes en el tiempo; en la figura 3.6 se muestra en particular la señal 4. En la figura 3.7 se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones generado a partir de la señal cuatro, con que se observa que es compatible con el espectro de diseño objetivo.

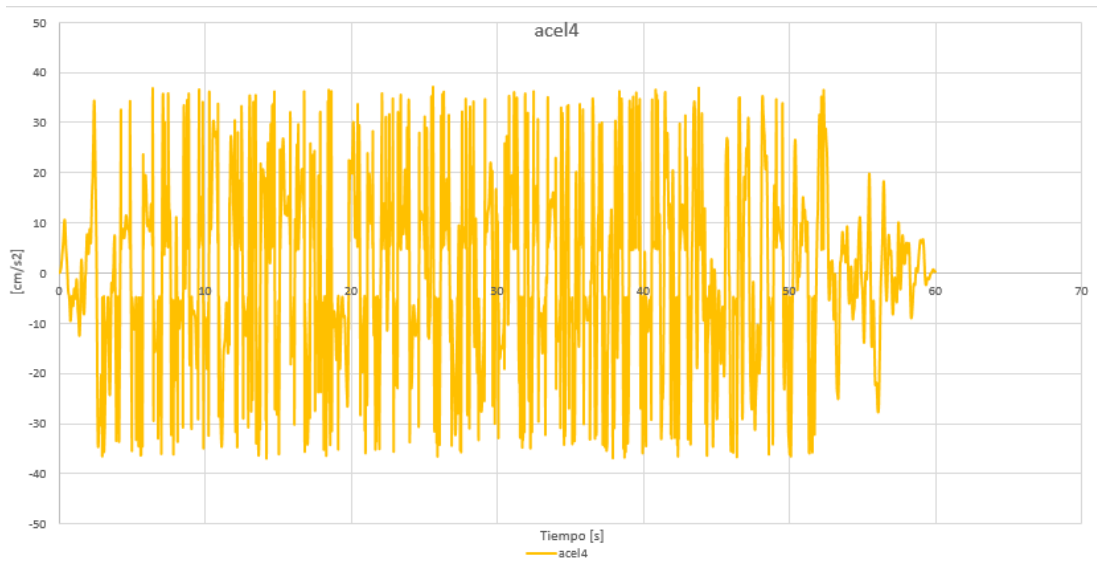


Figura 3.6 Acelerograma sintético generado de la señal cuatro.

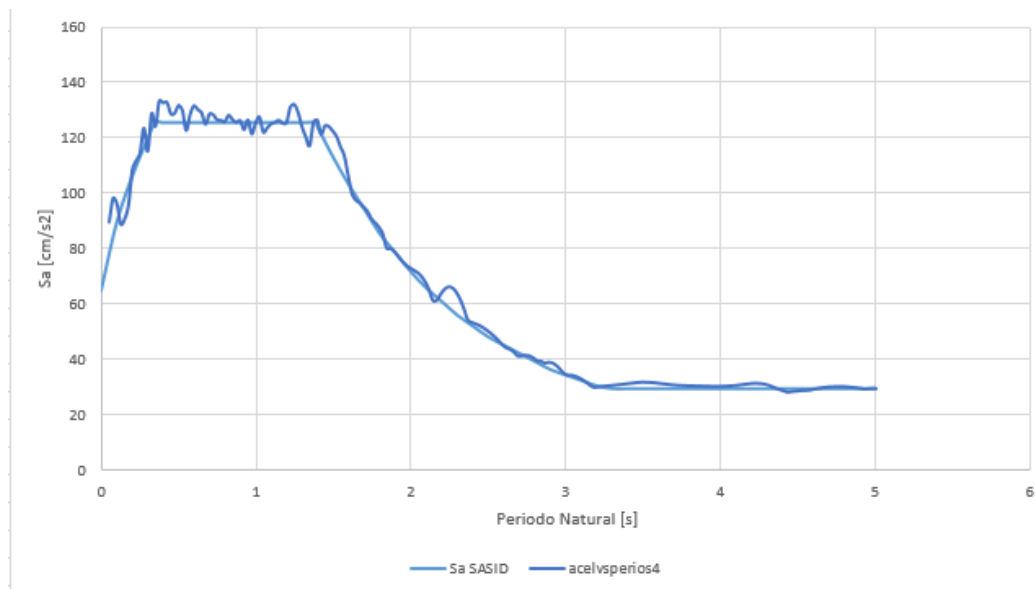


Figura 3.7 Espectro de pseudoaceleraciones de la señal cuatro.

4. CASO DE ESTUDIO

4.1 Ubicación física de la estructura

La estructura a analizar es una casa de autoconstrucción realizada a principios de los años 90 para uso de vivienda unifamiliar ubicada entre las calles: Santo Tomas y Anden Dos, en la alcaldía Álvaro Obregón, Ciudad de México, con las coordenadas siguientes: Latitud: 19.359133, Longitud: -99.247802 con un área de 234m² y una altura de 6.2m medida desde el nivel del patio hasta el nivel superior de la última losa.

4.2 Descripción de la estructura

La estructura de la casa se realizó sobre una cimentación a base de roca brasa obtenida de lugares aledaños, la cimentación descansa directamente sobre el terreno natural, el nivel de desplante de la estructura principal respecto al nivel de calle es de 20 cm.

La estructura principal cuenta con un patio, una planta baja, un primer y segundo piso, y un área designada como corral.

El predio de la estructura está delimitado por muros de tabiques confinados con dalas y castillos de concreto armado, el cual se usa también en parte, como se puede ver en los planos, como muros de la misma estructura.

Todas las separaciones están realizadas con la misma estructuración, es decir, muros de tabique confinados con dalas y castillos de concreto armado.

La captura de la geometría y los espacios del caso de estudio se llevaron a cabo durante varios días obteniendo las medidas con un flexómetro; dicha información fue necesaria para la elaboración de planos y el modelado numérico. En cuanto a los armados de la losa, acomodo varillas y estribos de los elementos estructurales se obtuvieron de la descripción verbal del constructor. Los planos correspondientes se muestran en el anexo C.

4.3 Generación de señales sintéticas

La generación de señales sintéticas se realizará utilizando el programa SIMQKE-1, el cual requiere, entre otros datos, un espectro de velocidades. Dicho espectro puede obtenerse a partir de un espectro de aceleraciones, ya sea de respuesta o de diseño. En este trabajo se hará uso del espectro de diseño, el cual corresponderá al sitio en donde se encuentra la estructura.

El espectro de diseño se obtiene haciendo uso del programa SASID. Dicho programa calculará el espectro elástico y de diseño según los datos que sean introducidos los cuales dependen del sitio y de las características de la estructura (ver figura 4.1).

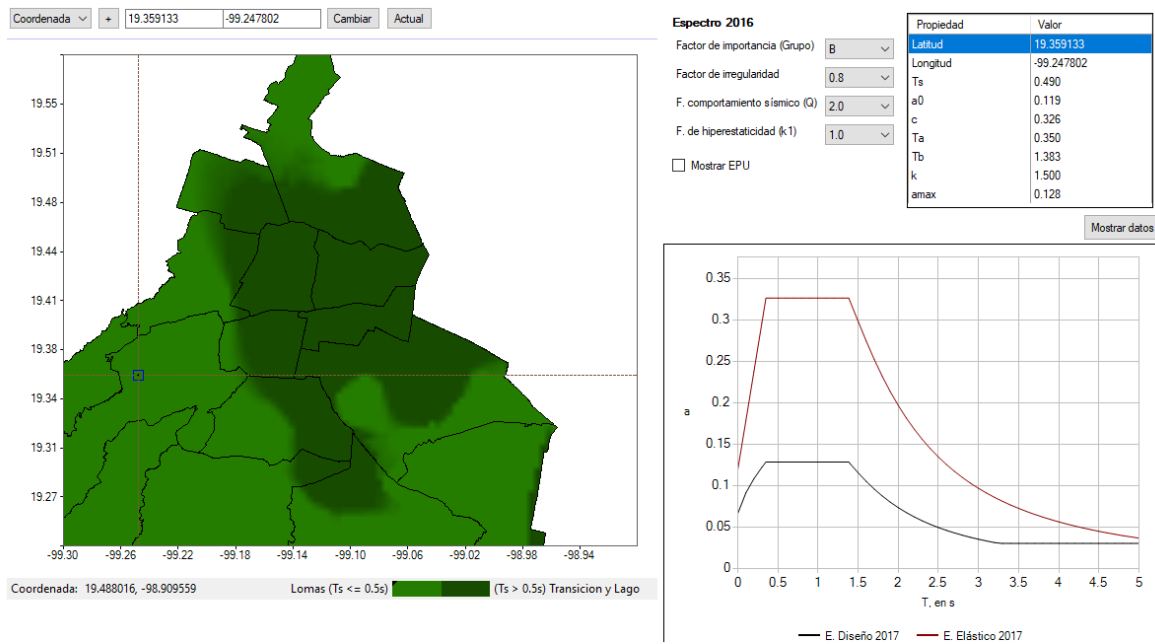


Figura 4.1 Espectro elástico y de diseño.

El espectro de diseño obtenido con el SASID es transformado a un espectro de velocidades con ayuda de las ecuaciones 2.2 y 2.25 para cada ordenada. El espectro de velocidades es necesario, ya que de este se generarán los acelerogramas sintéticos con el programa SMIQKE-1. Los conceptos básicos del funcionamiento de este programa se muestran en el capítulo tres, mientras que el procedimiento de la

obtención de acelerogramas se muestran con detalle y un ejemplo de aplicación en el apéndice B. El espectro de velocidades que se utilizará para la generación de las señales sintéticas es el que se muestra en la figura 4.2.

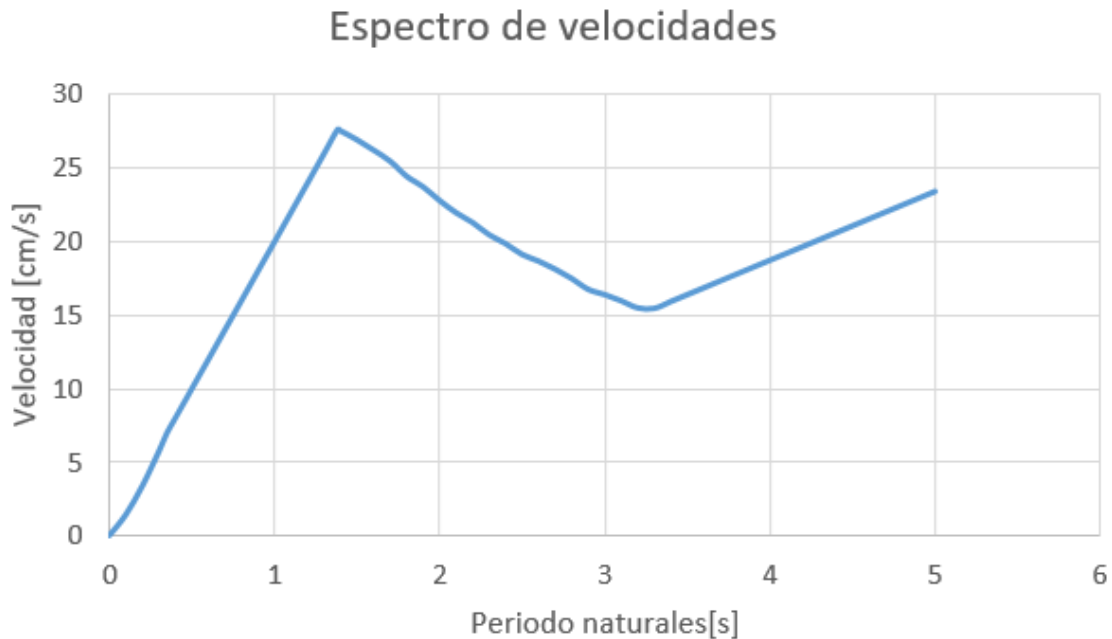


Figura 4.2 Espectro de velocidades.

Para este caso en estudio, se tomó como base la señal 4 mostrada en la figura 3.6, para su aplicación y ejecución más efectiva se redujo en una serie de 601 puntos en vez de 6001.

La señal sintética aplicada al modelo tridimensional se muestra en la figura 4.3

Se pueden obtener tantos acelerogramas sintéticos como se requieran, para el caso en estudio se obtendrá solo una señal sintética compatible con el espectro de diseño, la señal de la figura 4.3 será aplicada en el eje X y en el eje Y de la estructura.

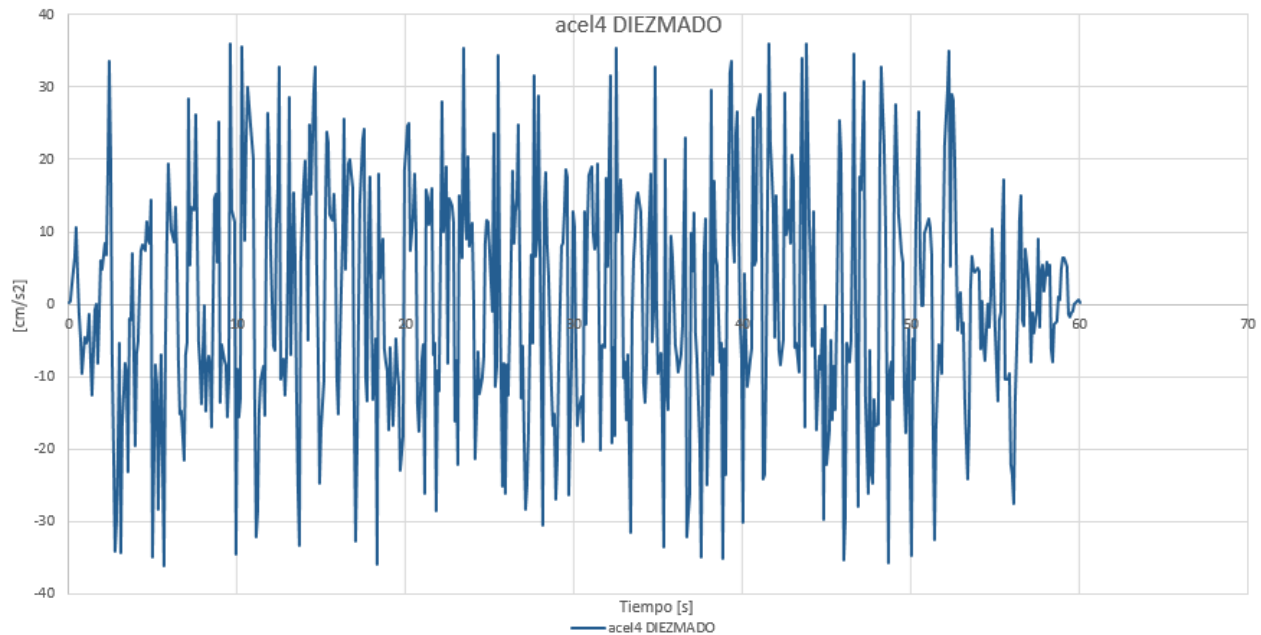


Figura 4.3 Acelerograma sintético reducido.

4.4 Modelado numérico

La estructura en cuestión, a lo largo de su vida útil está sometida a diversas acciones con diferentes intensidades, es por ello que deben tomarse en cuenta en el análisis de cualquier estructura. Debido a que también no solo se presenta una acción en un instante de tiempo es necesario contemplar la existencia de distintas combinaciones de carga como lo estipula en las NTC Criterios y acciones.

Se consideraron las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura, así como la geometría de las secciones y las propiedades mecánicas de los materiales para efectuar el análisis sobre la base de un modelo de respuesta elástica ante carga lateral inducida por movimientos sísmicos.

En la figura 4.4 se muestra el peso volumétrico de las columnas, vigas, muros, e instalaciones y demás aditamentos que fueron utilizadas para obtener las masas que se usarán para el modelo.

Análisis de cargas

Peso volumétrico del concreto armado

2200 kg/m³

2200

Peso propio de columnas

Columnas Tipo	Longitud[m]	Ancho[m]	Base[m]	Peso por metro lineal [kg/m]	Peso total[kg]
CT1	2.1	0.12	0.15	39.6	83.16
CT2	2.1	0.12	0.15	39.6	83.16
CT3	2.1	0.12	0.15	39.6	83.16

Peso propio de las vigas

Viga tipo	Longitud[m]	Ancho[m]	Base[m]	Peso por metro lineal [kg/m]	Peso total
VT1	5.35	0.12	0.2	52.8	282.48
VT2	4	0.12	0.2	52.8	211.2
VT3	4.19	0.12	0.2	52.8	221.232
VT5	3.7	0.12	0.2	52.8	195.36
VT6	1.1	0.12	0.2	52.8	58.08
VT7	2.74	0.12	0.2	52.8	144.672

VT7	2.74	0.12	0.2	52.8	144.672
VT8	4.2	0.12	0.2	52.8	221.76
VT9	3.99	0.12	0.2	52.8	210.672
VT10	2.25	0.12	0.2	52.8	118.8
VT11	2.96	0.12	0.2	52.8	156.288
VT12	1.55	0.12	0.2	52.8	81.84
VT13	2.3	0.12	0.2	52.8	121.44
VT14	4.19	0.12	0.2	52.8	221.232
VT15	3.7	0.12	0.2	52.8	195.36
VT16	3.06	0.12	0.2	52.8	161.568
VT17	4.03	0.12	0.2	52.8	212.784
VT18	1.75	0.12	0.2	52.8	92.4
VT19	1.91	0.12	0.2	52.8	100.848
VT20	2.14	0.12	0.2	52.8	112.992
VT21	2.44	0.12	0.2	52.8	128.832
VT22	4.8	0.12	0.2	52.8	253.44
VT23	1.92	0.12	0.2	52.8	101.376
VT25	2.01	0.12	0.2	52.8	106.128
VT26	4.03	0.12	0.2	52.8	212.784

A continuación, se muestran los croquis de ubicación de los elementos estructurales en los diferentes niveles.

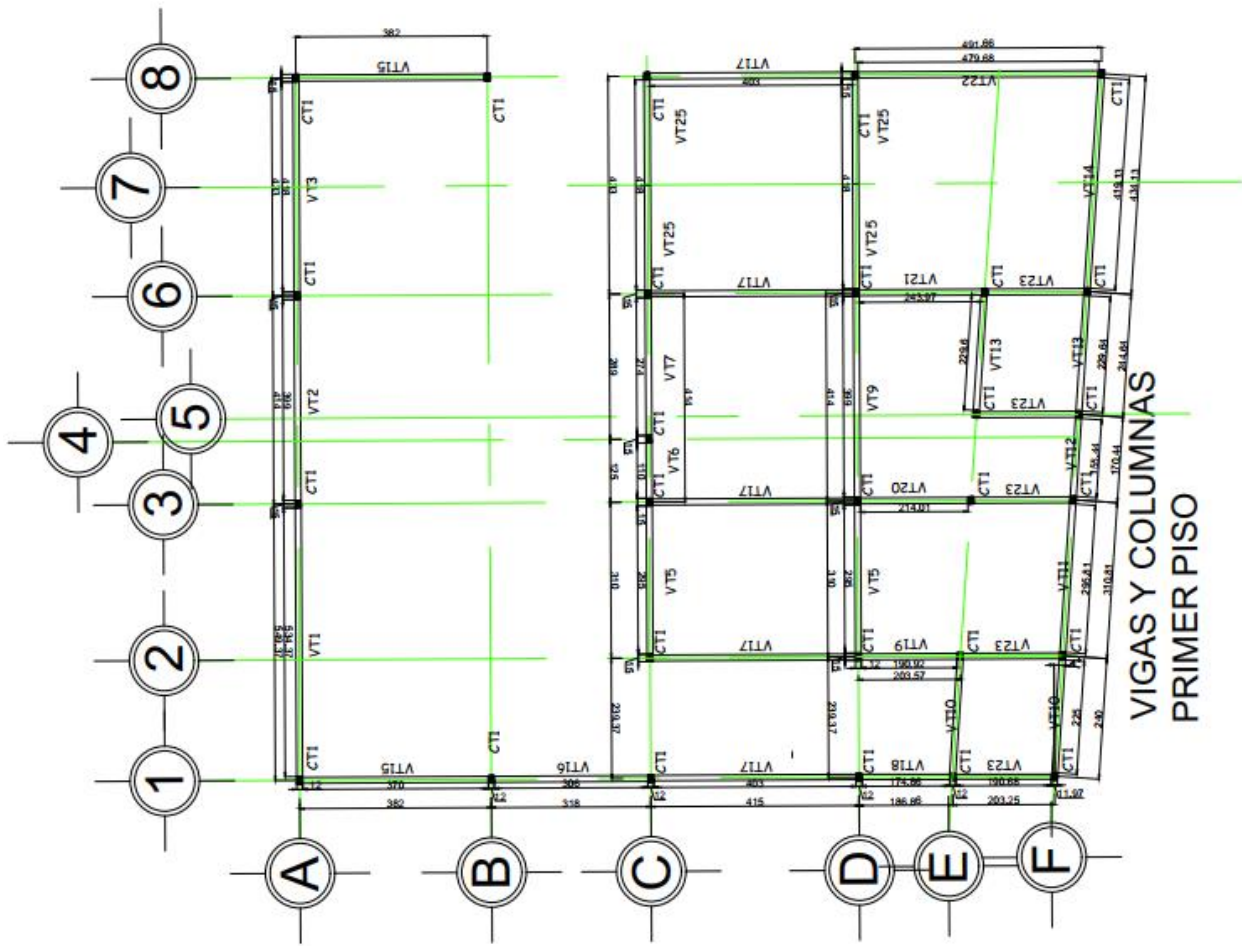


Figura 4.4 Vigas y columnas en primer piso.

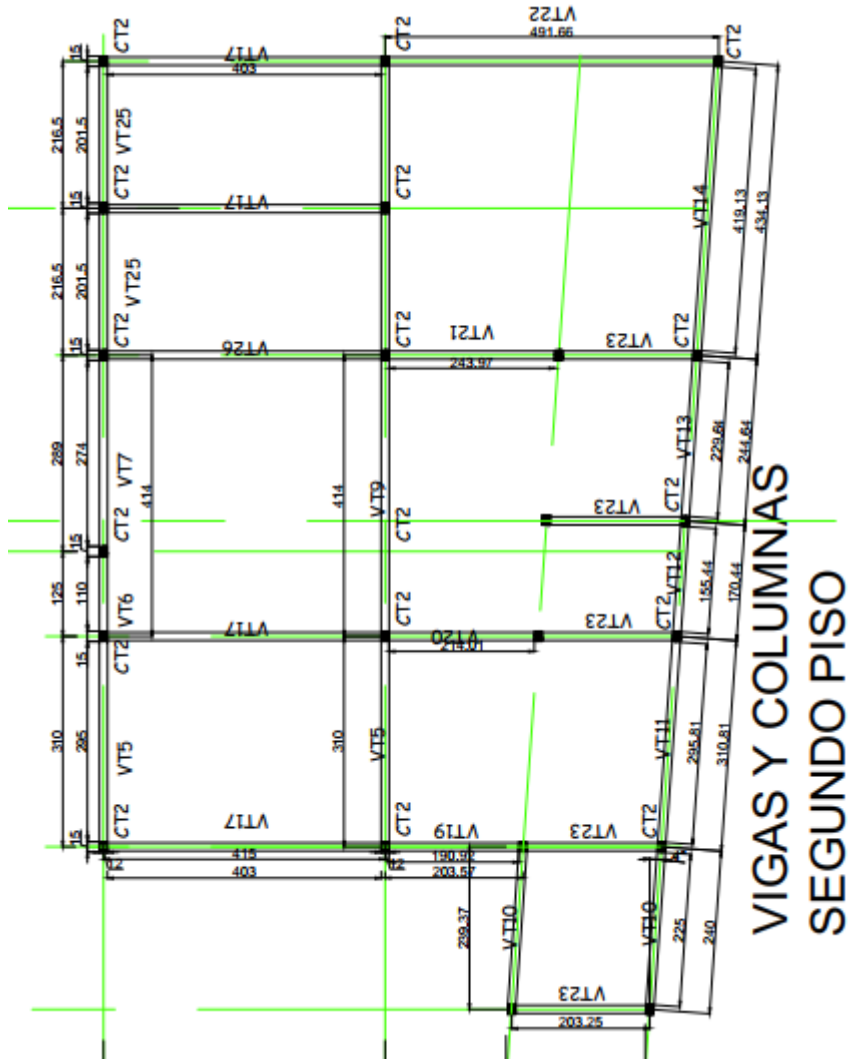


Figura 4.5 Vigas y columnas en segundo piso.

Pesos en la losa de entepiso y planta baja

Elemento	Cantidad[m]	Peso Volumétrico [kg/m3]	Carga muerta [kg/m2]
Mosaico de piso	0.04	3000	120
Concreto armado	0.1	2200	220
Instalaciones y peso muerto	1	40	40
Recubrimiento de Mortero Cemento-	0.02	2100	42

Suma de Carga muerta unitaria en hab [kg/m2] 380

Estimación de cargas vivas por unidad de área

Para combinación que solo incluyen Fuerzas gravitacionales, en el diseño se emplea la carga viva máxima W_m .

Para combinaciones para diseño sísmico se usa la carga viva instantánea W_a .

La carga viva media se usa para el cálculo de hundimientos W .

6.1.2 NTC Criterios y acciones y tabla 6.1.1

Uso	Carga [kg/m2]		
	Media	Instantanea	Maxima
Habitacional	80	100	190
Azoteas	15	70	100

Peso de muro de mampostería

Tipo de muro: Mampostería confinada
 Peso unitario [kg/m3] 1700

NPT [m]	Piso	Altura de muros[m]	grosor del muro[m]	Peso lineal de muros [kg/m]
0.2	0			
2.4	1	2.2	0.15	561
4.6	2	2.2	0.15	561
6.8	3	2.2	0.15	561
Promedio				561

Peso de recubrimiento	
Tipo de recubrimiento:	Mortero Cemento-Arena
Peso unitario [kg/m ³]	2100

NPT [m]	Piso	Altura de muros[m]	grosor del recubrimiento[m]	Peso lineal de muros [kg/m]
0.2	0			
2.4	1	2.2	0.04	184.8
4.6	2	2.2	0.04	184.8
6.8	3	2.2	0.04	184.8
Promedio				184.8

Resumen de cargas por unidad de área para la losa

Entrepiso			Azotea		
CMUERTA	CVINS	CVMAX	CMUERTA	CVINS	CVMAX
[kg/m ²]			[kg/m ²]		
380	100	190	350.6	70	100

Carga lineal En vigas principales[kg/m]	Peso propio de vigas + peso de muro + Peso de recubrimiento
798.6	

Figura 4.7 Resumen de las acciones para el análisis.

Una vez que se han definido las acciones y pesos, las NTC Criterios y acciones en su sección 2.3 estipula que la combinación de cargas debe de hacerse de acuerdo con la clasificación de importancia de la estructura, debido a que es una estructura para uso de vivienda familiar se puede clasificar como del Grupo B, con lo cual, las combinaciones usadas se muestran en la figura 4.8.

```

1.3CPERM+1.5CVMAX
1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX+0.33SY
1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX-0.33SY
1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SX+0.33SY
1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SX-0.33SY
1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY+0.33SX
1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY-0.33SX
1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SY+0.33SX
1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SY-0.33SX
ENVOLVENTE

```

Figura 4.8 Combinación de acciones.

4.4.1 Definición de los materiales estructurales.

Antes de comenzar un análisis es necesario definir las propiedades mecánicas de los materiales que se usaron, en el caso del concreto que se utilizó para la estructura de autoconstrucción no se tiene bien definido la resistencia del concreto, es por ello que se opta por proponer un concreto pesado, pero de baja resistencia (180kgf/cm^2), el módulo de elasticidad del concreto puede obtenerse de las NTC Concreto en su sección 2.1.4.

En cuanto al acero de refuerzo, al revisar la nomenclatura de las varillas se puede observar que se usó acero corrugado del #3 en toda la estructura con una fluencia de $4200[\text{kgf/cm}^2]$, en cuanto a los estribos, son varillas lisas del #2 del mismo acero, las propiedades se resumen en la figura 4.9.

Propiedades del concreto y acero de refuerzo

Resistencia especificada del concreto a compresión	$f_c := 180 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad 2.1.4 NTC concreto	$E_c := 8000 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 1.07331 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
masa por unidad de volumen	$\rho_{\text{conc}} := 2200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Figura 4.9. Propiedades del concreto y acero de refuerzo.

Los datos para la mampostería son pocos o hasta nulos, en primera instancia porque donde se compró el tabique no tenía ficha técnica ni un sello de del cumplimiento de las normas de calidad, en segunda instancia, el lugar donde se compraban y fabricaban ya no existe, es por ello que se usarán las propiedades mecánicas que sugieren las NTC de Mampostería, las propiedades mecánicas se resumen en la figura 4.10.

Mampostería		
Resistencia de diseño	Tabla 0.2 NTC Mampostería	$f_p := 100 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia compresión de diseño		$f_m := 45 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de diseño a compresión diagonal	Tabla 0.5 NTC Mampostería	$v_m := 2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia al aplastamiento	2.8.3 NTC Mampostería	$0.6 \cdot f_m = 27 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad (Para cargas de corta duración)	2.8.5.2 NTC Mampostería	$E_m := 800 \cdot f_m = 3.6 \times 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de cortante de la mampostería $\frac{G_m}{E_m} = 0.2$	2.8.6.2 NTC Mampostería	$G_m := 0.2 \cdot E_m = 7.2 \times 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Poisson de la mampostería	.8.6 NTC Mampostería	$\nu_m := 0.25$
Factor de reducción de área de cortante		$\frac{G_m}{0.4 \cdot E_m} = 0.5$

Figura 4.10. Propiedades de la mampostería.

4.4.2 Limitaciones y simplificaciones del modelo.

Debido a que los análisis dinámicos en el dominio del tiempo, en donde se realiza la simulación de un sismo dado por un acelerograma, consumen muchos recursos computacionales, se optó por algunas simplificaciones.

-No se toma en cuenta la interacción suelo-estructura, es por ello que los nodos en la cimentación se consideran como perfectamente empotrados.

-Se consideran las losas como diafragmas rígidos.

- Los muros de mampostería se consideran como elementos homogéneos y de comportamiento lineal.
- No se considera el peso de ventanas y puertas por considerarse despreciables en comparación con el peso de la mampostería.
- Las ubicaciones donde se encuentran las ventanas y puertas se consideran como áreas vacías.
- Debido a la existencia de micro fisuras, se toman en cuenta la reducción de momentos de inercia de la tabla 3.2.1 de NTC Concreto.
- Para simular el empotramiento de la estructura con el suelo, se incrementó la rigidez de las trabes de cimentación, que a su vez tienen la condición de empotramiento en sus nodos.
- Los muros se modelan como elementos tipo placa (shell), a los cuales se les asigna las propiedades correspondientes a la mampostería.

4.4.3 Modelado numérico en SAP2000.

La estructura es modelada con ayuda de los planos arquitectónicos y estructurales en el programa SAP2000, el cual nos ayudará a obtener los esfuerzos en los diferentes elementos ante las diversas combinaciones de acciones, es necesario hacer notar que los muros perimetrales no fueron modelados ya que no juegan un papel importante en el comportamiento de la estructura principal, por otro lado, el omitir los muros perimetrales permite que el análisis a través de SAP2000 sean más rápidos. A continuación, se muestran las imágenes del modelo numérico.

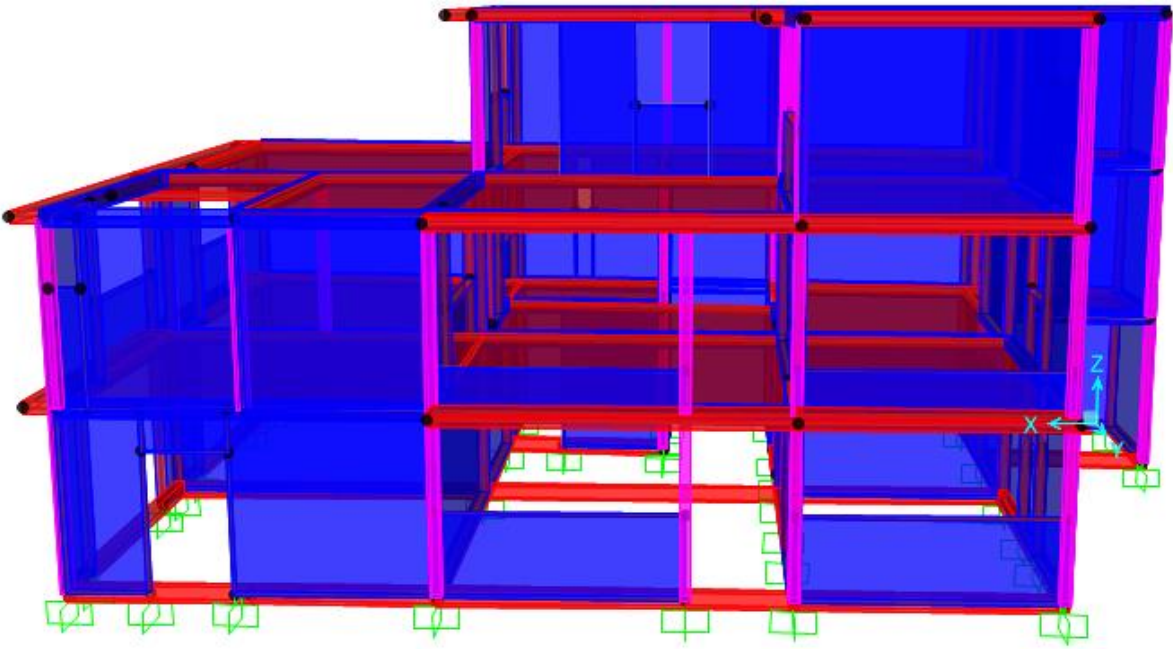


Figura 4.11 Vista frontal del modelo.

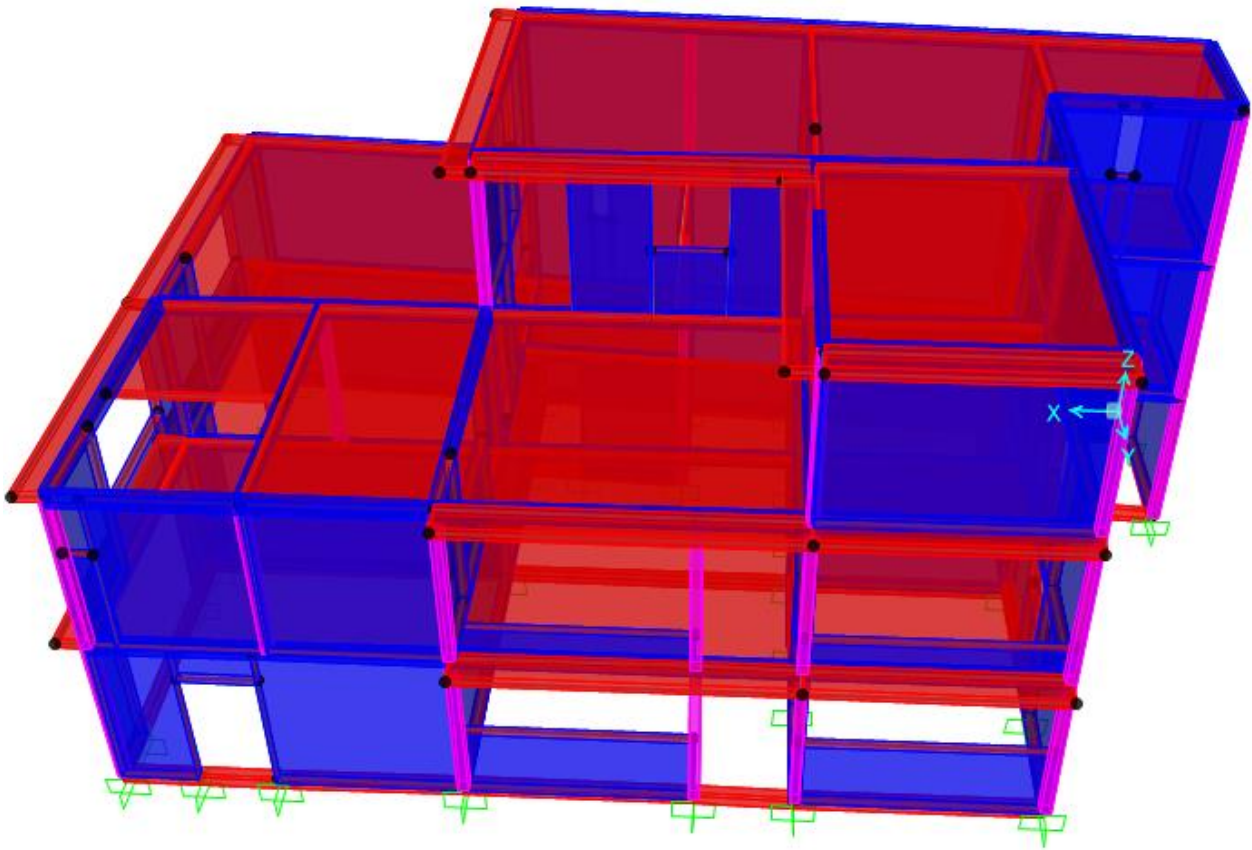


Figura 4.12 Vista superior frontal del modelo.

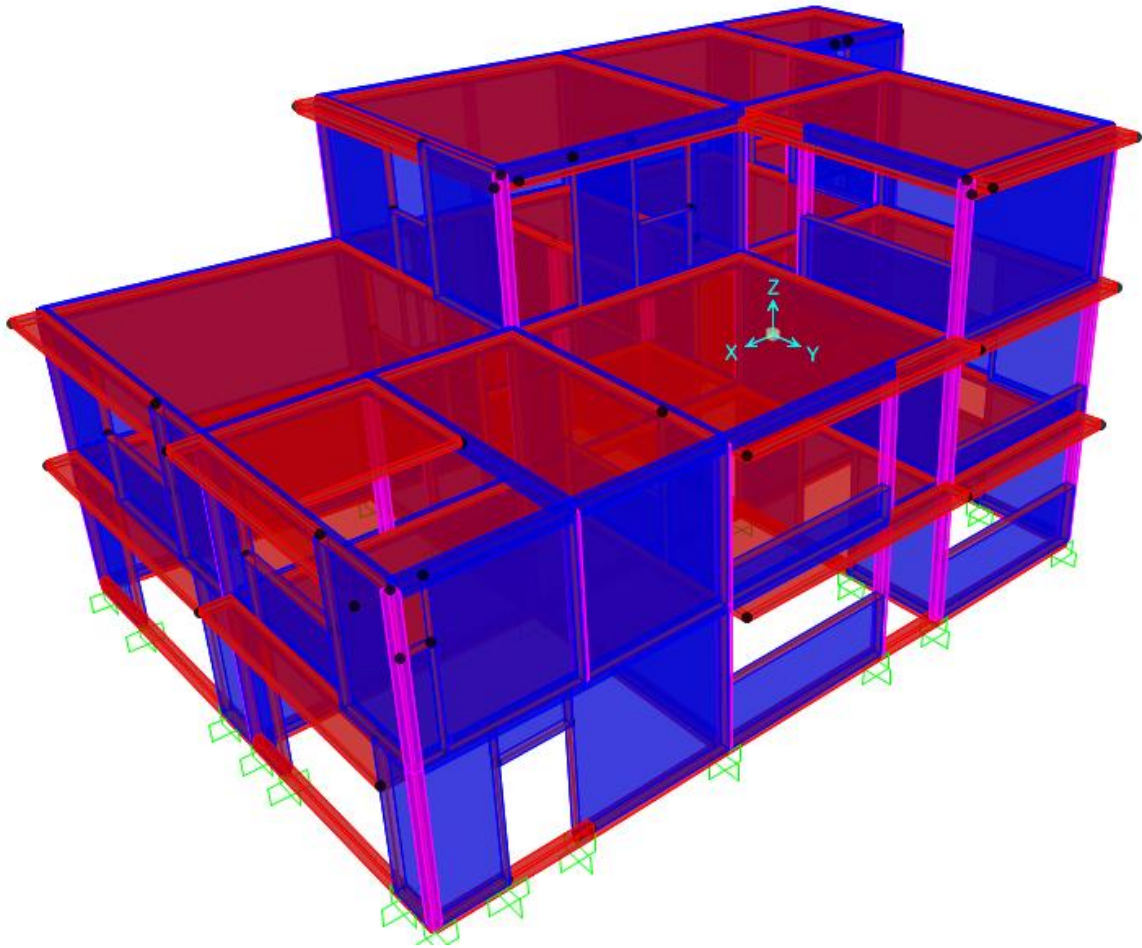


Figura 4.13 Vista superior frontal lateral izquierda del modelo.

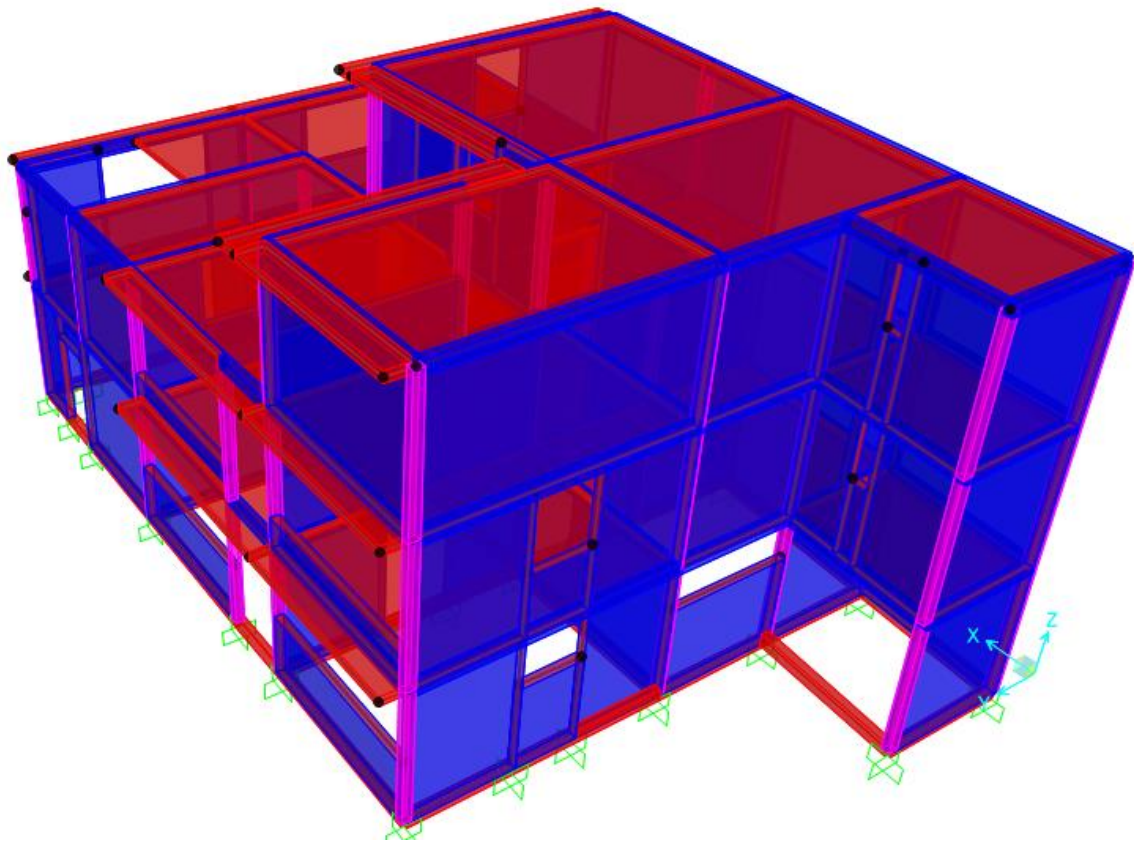


Figura 4.14 Vista superior frontal lateral derecha del modelo.

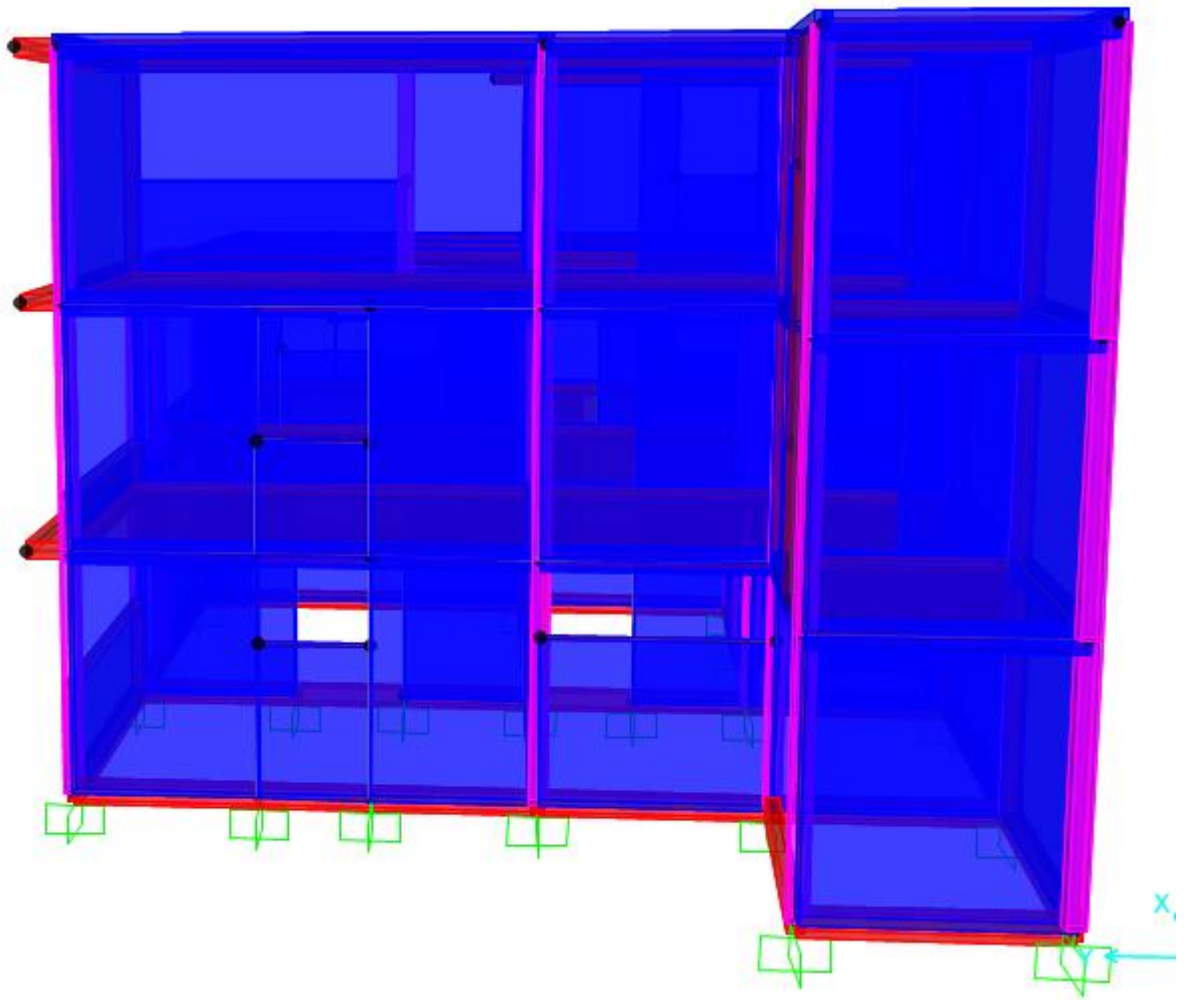


Figura 4.15 Vista lateral derecha del modelo.

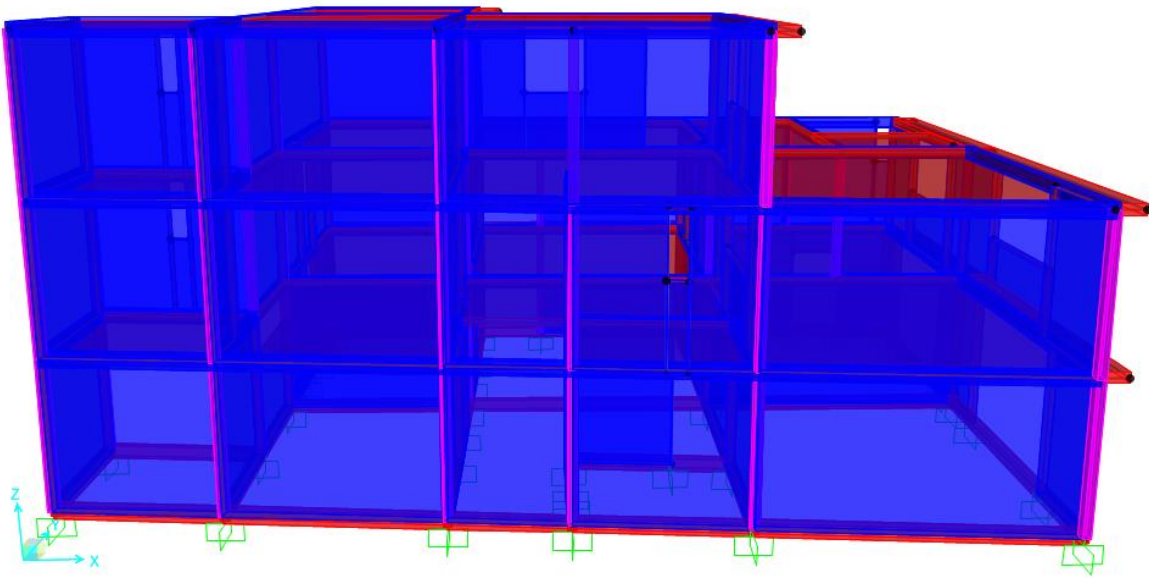


Figura 4.16 Vista trasera del modelo.



Figura 4.17 Vista lateral izquierda del modelo.

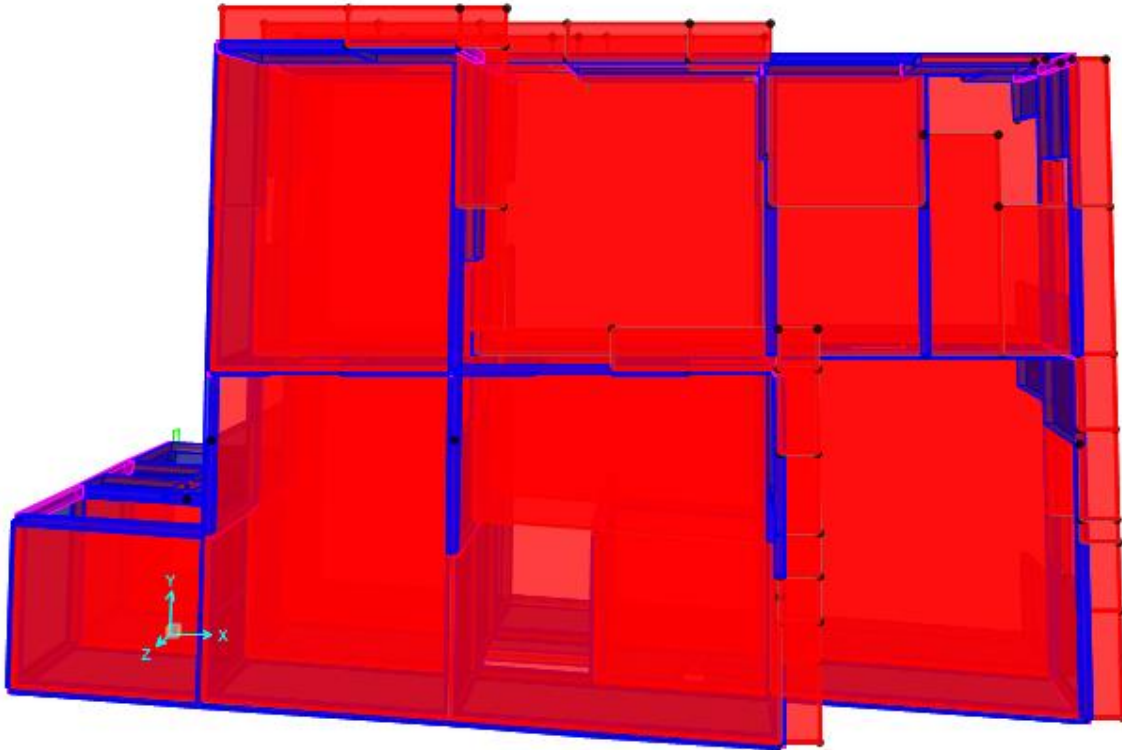


Figura 4.18 Vista superior del modelo.

Durante el modelado de la estructura surgieron varios problemas en el correcto mallado de los elementos de las vigas, columnas, losas y muros, ya que inicialmente los nodos donde deben resolverse los sistemas de ecuaciones no coincidían entre los diferentes elementos. El que los nodos coincidan es una parte importante del análisis por computadora, ya que es en éstos donde se resuelven las ecuaciones en cada paso del tiempo; el que estos nodos no coincidan implica que los elementos de la estructura trabajen de manera independiente y por tanto errónea, ya que el sistema en estudio no trabaja en conjunto.

El mallado automático generado por SAP2000 en el modelo debe revisarse porque puede generar inconsistencias en los nodos en estructuras geoméricamente irregulares, lo cual puede resolverse como se describe en el apéndice D.

4.5 Resultados del análisis

Para los análisis realizados se observaron los esfuerzos máximos y mínimos que se presentaron en los resultados del análisis paso a paso en el tiempo, ya que si sobrepasan la resistencia de diseño de los materiales se habla de un estado de falla de resistencia.

4.6 Revisión de estados límite de resistencia

4.6.1 Muros de mampostería

El modelo fue probado bajo las diferentes combinaciones de carga que se estipulan en el reglamento, a excepción de la envolvente.

En el análisis ante las distintas combinaciones de carga, muchos muros resultaron ser excedidos en cuanto a su resistencia a compresión de diseño (S11) que es de 45[kgf/cm²] y resistencia a compresión diagonal (S12) que es de 2[kgf/cm²], en la tabla 4.1 se muestra el número de muro, los esfuerzos que sobrepasan y la combinación bajo la cual se presenta el esfuerzo máximo en los muros de la planta baja.

Planta baja [kgf/cm ²]		
# Muro	S12TOP	COMBINACIÓN
47	-3.52	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX-0.33SY
53	-3.27	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX-0.33SY
54	-3.24	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX-0.33SY
29	-3.11	1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SX+0.33SY
47	-3.07	1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SY+0.33SX

Planta baja [kgf/cm ²]		
# muro	S11TOP	COMBINACIÓN
NO		NO REBASA LA RESISTENCIA DE DISEÑO

Tabla 4.1 Esfuerzos excesivos en los muros de la planta baja.

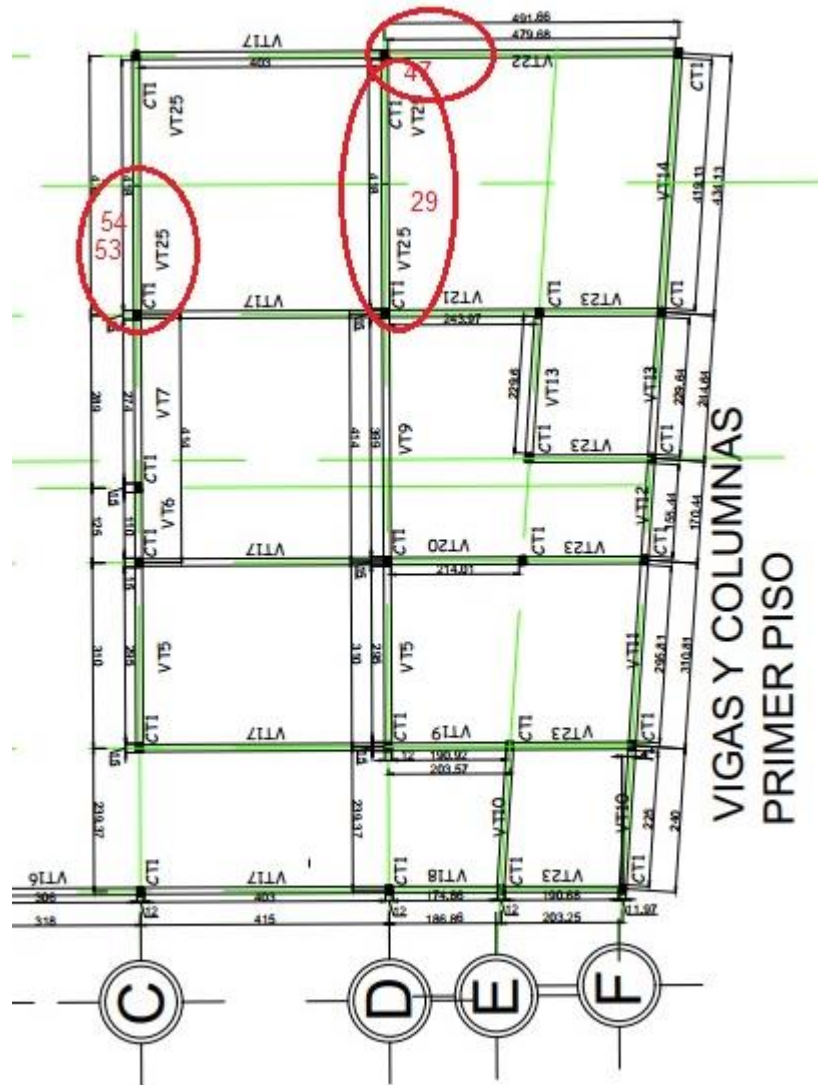


Figura 4.19 Croquis de ubicación de los muros con esfuerzos S12 excedentes de la planta baja.

En la tabla 4.2 se muestra el número de muro, los esfuerzos que sobrepasan y la combinación bajo la cual se presenta el esfuerzo máximo en los muros del piso 1.

Piso 1 [kgf/cm ²]		
# Muro	S12TOP	COMBINACIÓN
77	-5	1.3CPERM+1.5CVMAX
70	-4.4	1.3CPERM+1.5CVMAX
95	-4.17	1.3CPERM+1.5CVMAX
94	-4.12	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY-0.33SX
70	-4.01	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX+0.33SY
96	-3.44	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SX+0.33SY
73	-3.28	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY-0.33SX
40	-2.61	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY-0.33SX
81	-2.61	1.1CPERM+1.1CVINS+1.1SY-0.33SX
38	-2.53	1.1CPERM+1.1CVINS-1.1SX-0.33SY

Piso 1 [kgf/cm ²]		
# Muro	S11TOP	COMBINACIÓN
NO		NO REBASA LA RESISTENCIA DE DISEÑO

Tabla 4.2 Esfuerzos excesivos en los muros del piso 1.

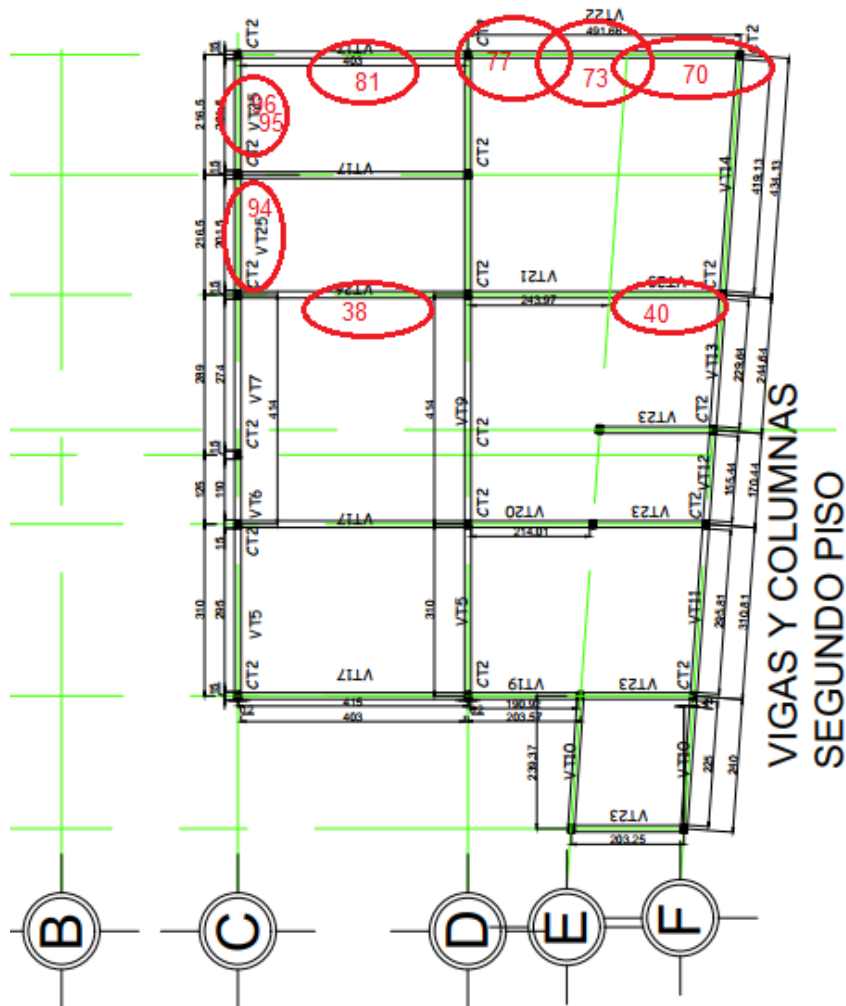


Figura 4.20 Croquis de ubicación de los muros con esfuerzos S12 excedentes del primer piso.

En la tabla 4.3 se muestra el número de muro, los esfuerzos que sobrepasan y la combinación bajo la cual se presenta el esfuerzo máximo en los muros del piso 2, en este caso, no hay esfuerzos máximos que sean mayores que las resistencias de diseño.

Piso 2	[kgf/cm ²]
# Muro	S12TOP COMBINACIÓN
NO	NO REBASA LA RESISTENCIA DE DISEÑO

Piso 2	[kgf/cm ²]
# Muro	S11TOP COMBINACIÓN
NO	NO REBASA LA RESISTENCIA DE DISEÑO

Tabla 4.3 Esfuerzos excesivos en los muros del piso 2.

En figura 4.21 se muestra la distribución de esfuerzos máximos que se presentan para la compresión diagonal en el conjunto de muros ubicados en el eje 8 para la combinación:

$$1.1C_{PERM} + 1.1C_{VINS} + 1.1S_X + 0.33S_Y$$

Con lo que, de manera gráfica, se puede observar donde la resistencia a compresión diagonal de nuestros muros del eje 8 fue excedida.

El modelo fue probado bajo las diferentes combinaciones de carga que se estipulan en el reglamento, a excepción de la envolvente.

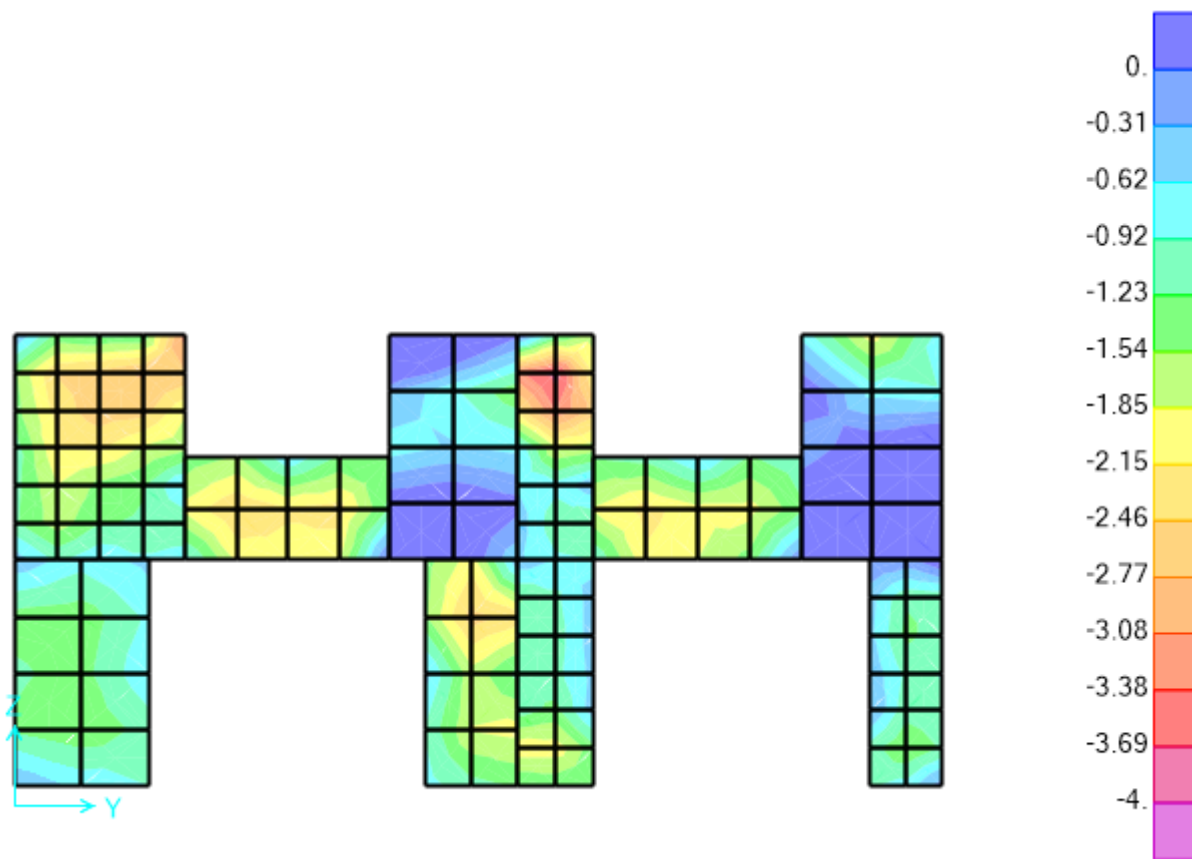


Figura 4.21 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje 8 (unidades en kgf/cm^2).

En figura 4.22 se muestra la distribución de esfuerzos máximos que se presentan para la compresión diagonal en el conjunto de muros ubicados en el eje 6 para la combinación:

$$1.1\text{CPERM}+1.1\text{CVINS}+1.1\text{SX}-0.33\text{SY}$$

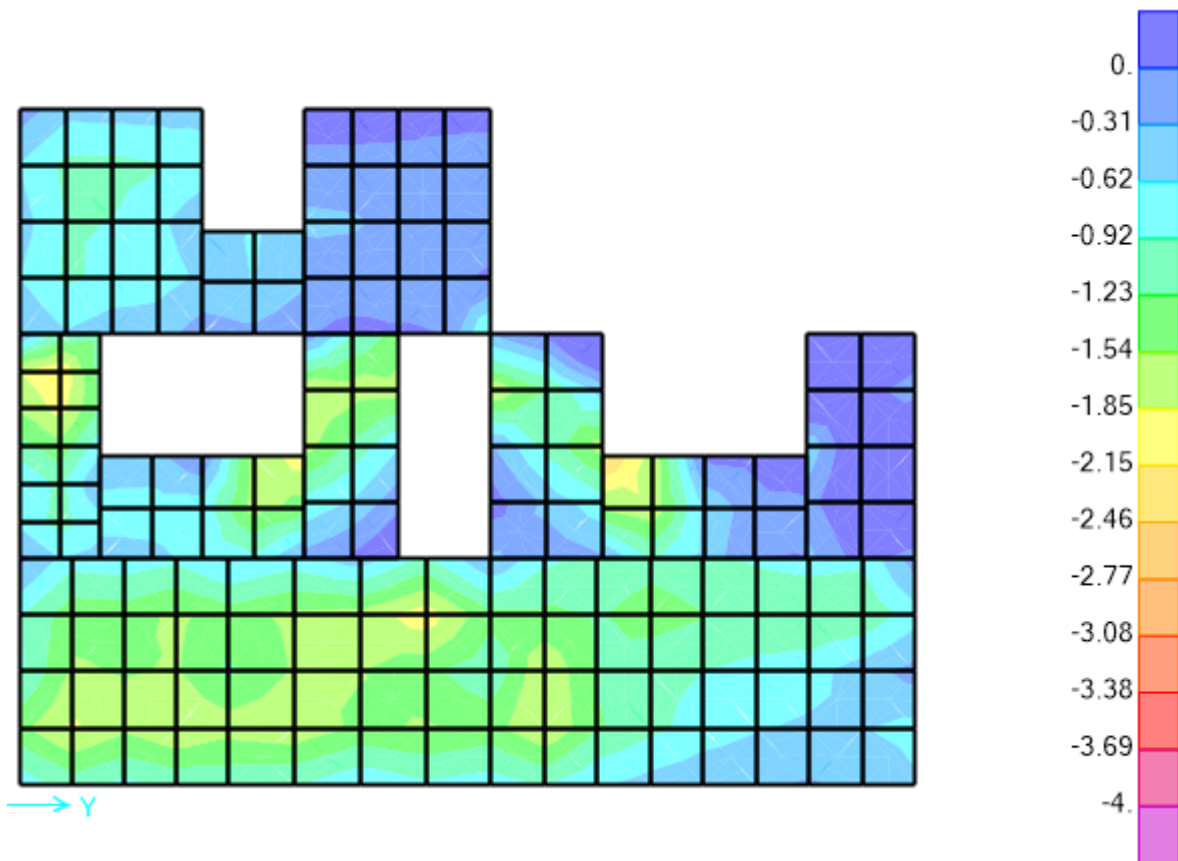


Figura 4.22 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje 6 (unidades en kgf/cm^2).

En figura 4.23 se muestra la distribución de esfuerzos máximos que se presentan para la compresión diagonal en el conjunto de muros ubicados en el eje C para la combinación:

$$1.1\text{CPERM}+1.1\text{CVINS}+1.1\text{SY}-0.33\text{SX}$$

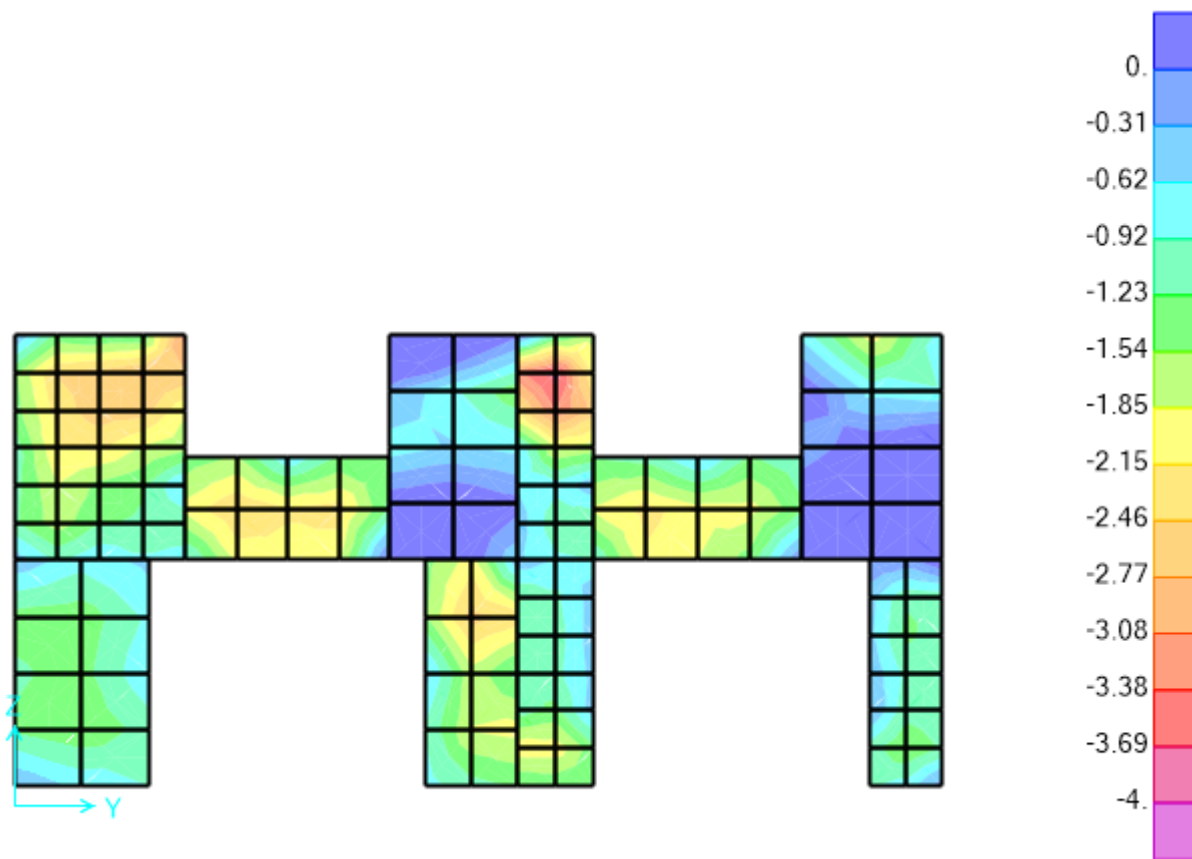


Figura 4.23 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje C (unidades en kgf/cm^2).

En figura 4.24 se muestra la distribución de esfuerzos máximos que se presentan para la compresión diagonal en el conjunto de muros ubicados en el eje D para la combinación:

$$1.1\text{CPERM}+1.1\text{CVINS}+1.1\text{SY}-0.33\text{SX}$$

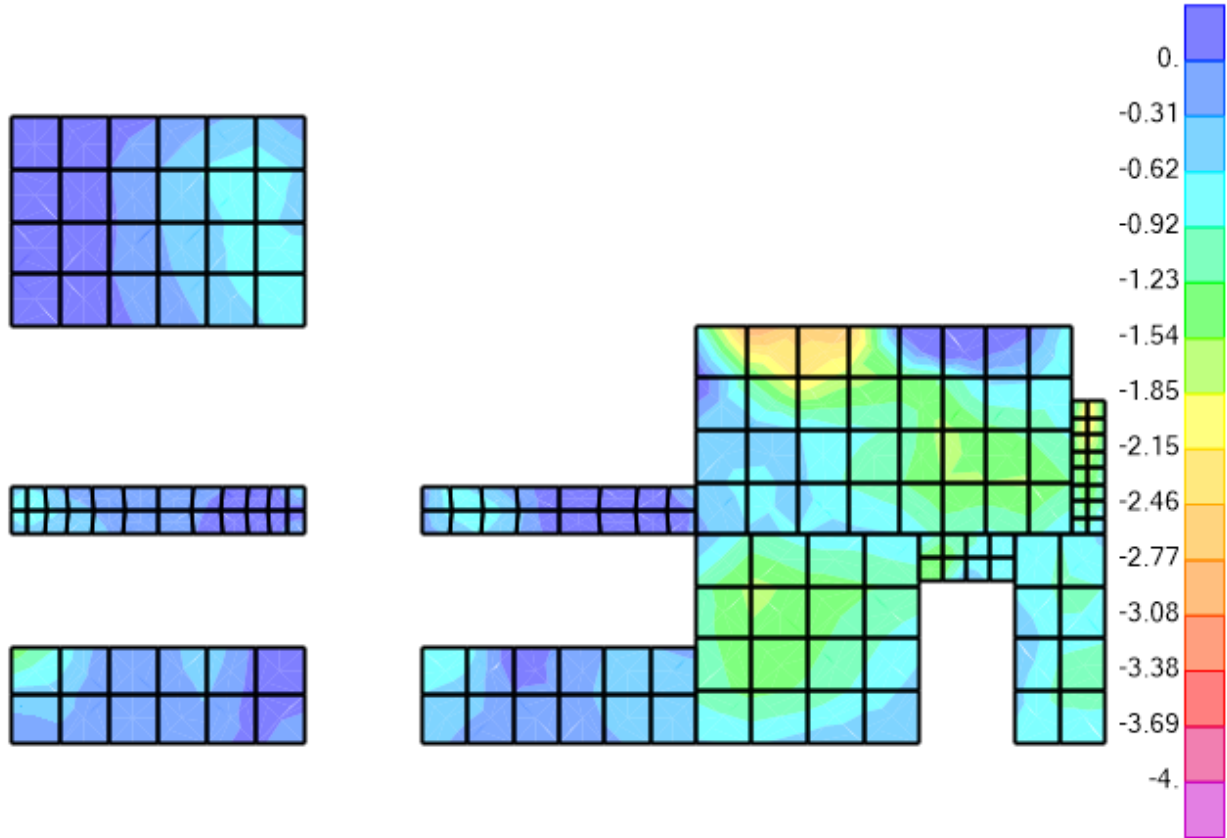


Figura 4.24 Esfuerzos máximos de la compresión diagonal en el eje D (unidades en kgf/cm^2).

4.6.2 Revisión de desplazamientos laterales

Al obtener los desplazamientos y con ello las distorsiones de entrepiso, se debe revisar que no sean mayores que la cantidad 0.005. Una vez obtenidas las distorsiones de entrepiso se observa que la estructura del caso en estudio no cumple con la limitación, por ello se remarcan en la tabla 4.4.

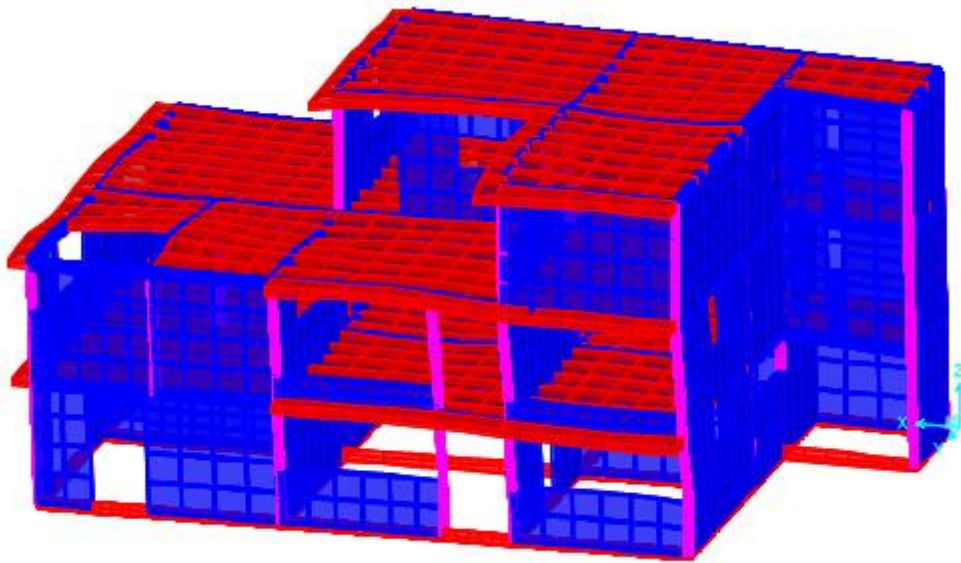


Figura 4.26 Desplazamientos en el eje X a los 45 segundos de la señal sintética.

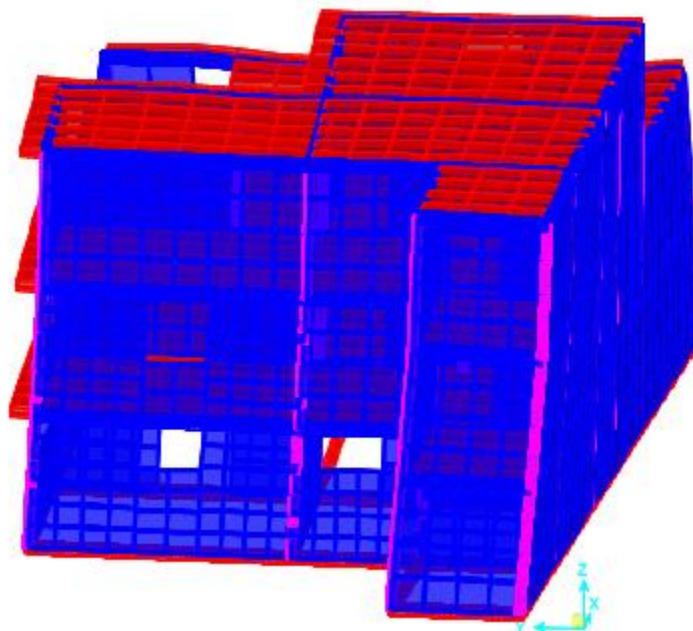


Figura 4.27 Desplazamientos en el eje Y a los 30 segundos de la señal sintética.

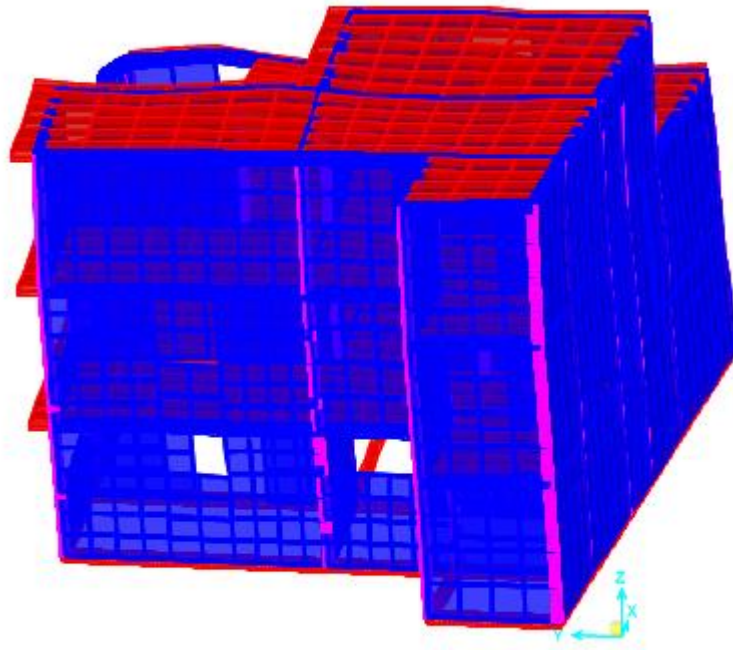


Figura 4.28 Desplazamientos en el eje Y a los 45 segundos de la señal sintética.

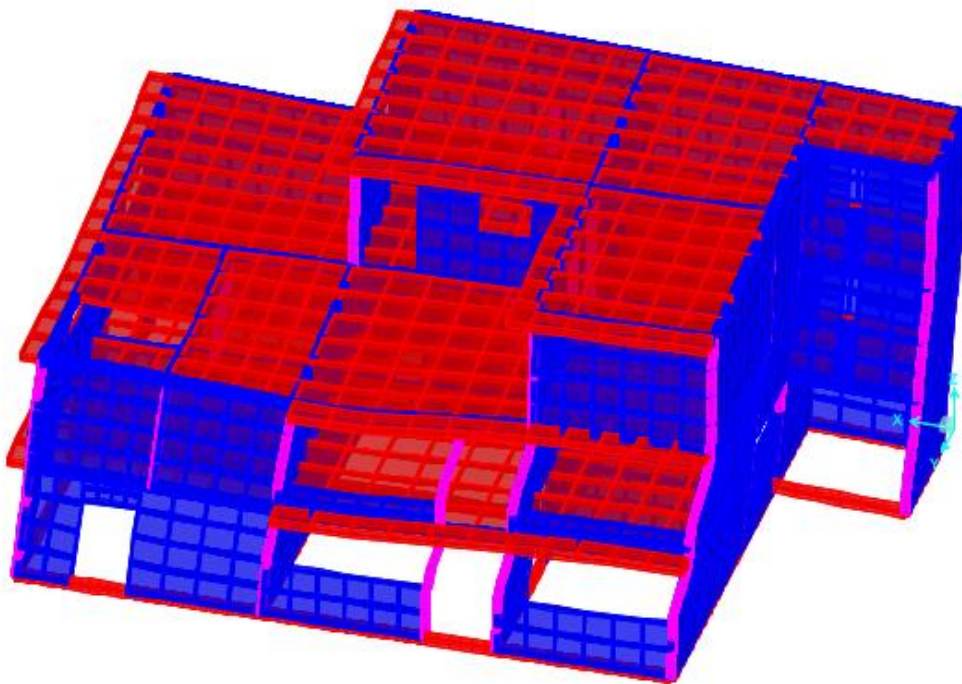


Figura 4.29 Vista de los desplazamientos en los 30 segundos de la señal sintética.

4.6.3 Losas macizas de concreto armado

Para la revisión de los límites de resistencia se procedió a calcular la resistencia de momento de la losa, lo cual fue sencillo, ya que la losa consiste en una parrilla uniforme de varillas de #3@15, con lo que el momento resistente último resulto ser: 10360 kgf*m, después se comparó contra los momentos generados de todas las combinaciones de carga. También, referente al sistema de losa del piso 1 se obtuvo el espesor mínimo, con lo cual el reglamento en el apartado 7.5.1 de NTC de concreto nos permite evitar el cálculo de deflexiones, tal espesor teórico incluyendo recubrimiento resultó en un total de 10cm, lo cual significa que en la losa de la estructura de 10cm se puede evitar el cálculo de deflexiones.

En este caso no se incluyen tablas de resultados, ya que los momentos a tensión no superan al momento resistente último, tanto los obtenidos en el modelo numérico como con el método de coeficientes.

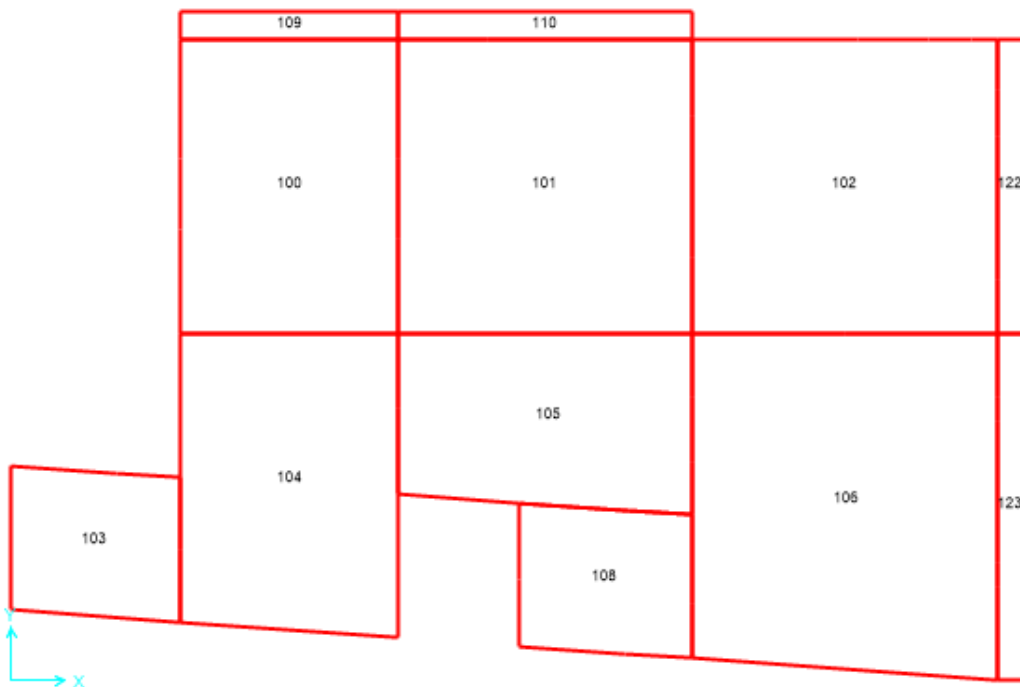


Figura 4.30 Tableros de losa en el primer nivel.

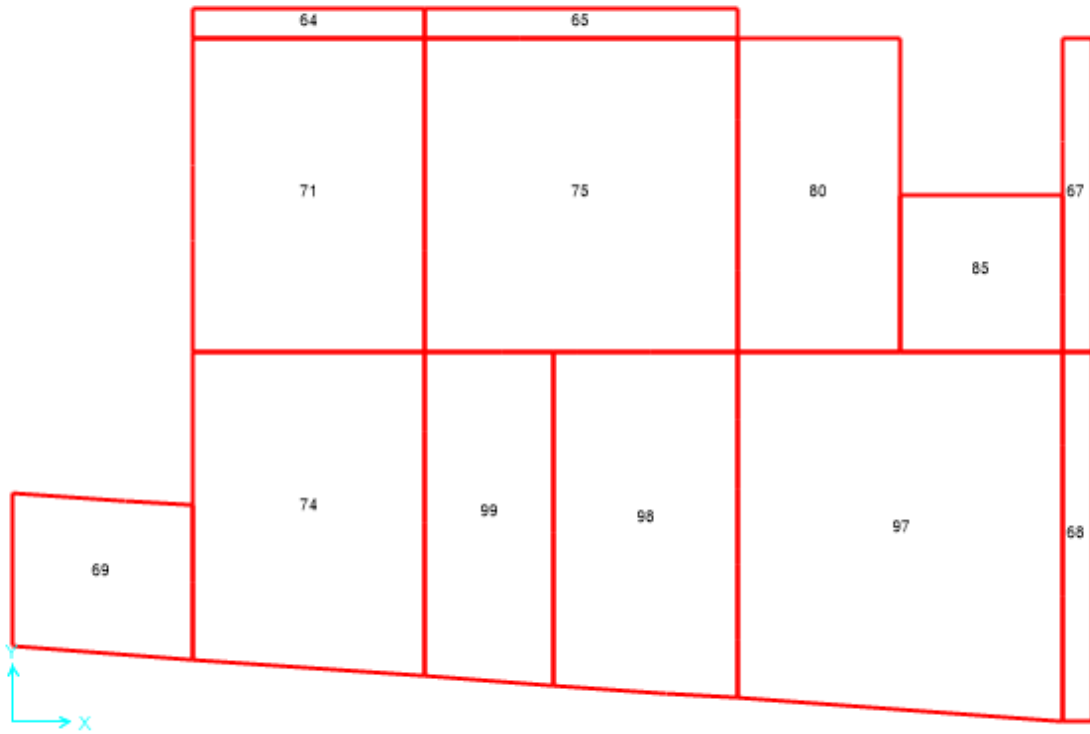


Figura 4.31 Tableros de losa en el segundo nivel.

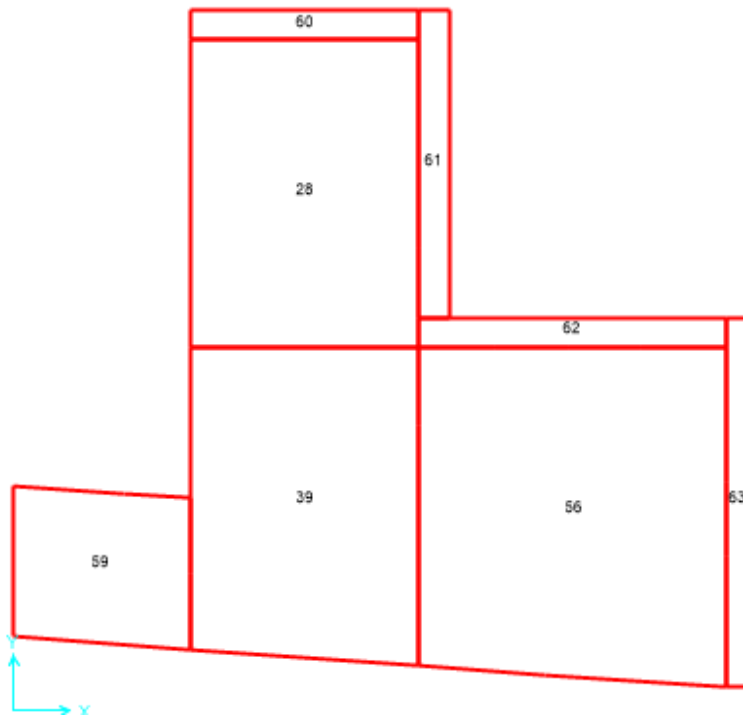


Figura 4.32 Tableros de losa en el tercer nivel

4.7 Revisión del estado límite de servicio.

Revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes

La limitación de daños ante sismos frecuentes se refiere al desempeño de las estructuras ante sismos de baja intensidad, pero que debido a la ubicación de la ciudad de México ocurren de manera frecuente.

La revisión del requisito de limitación de daños según la sección 1.8 NTC sismo, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por Q/R y por el factor K_s , las distorsiones no deben de ser mayores a 0.002 como lo estipula la sección 1.8 NTC sismo, en la tabla 4.5 se muestran las distorsiones para limitación de daños contra sismos frecuentes.

5. CONCLUSIONES

El análisis de una estructura ante cargas sísmicas resulta ser de relevante importancia, ya que, de los resultados obtenidos, el ingeniero puede diseñar una estructura con base a los materiales utilizados en la construcción, y así de esta manera garantizar la seguridad de quienes habitan o habitarán la estructura. Otro factor importante es la resistencia de los materiales. Los materiales deben cumplir con ciertas normas para garantizar tener la resistencia y comportamiento adecuados; de no ser así, podríamos esperar un desempeño que podría poner en riesgo la vida de los habitantes de la estructura.

La metodología de análisis presentada en esta tesis pone en evidencia que ésta se justifica para la revisión de estructuras grandes o de gran relevancia, como las construcciones históricas, debido a que exige una gran cantidad de recursos computacionales, lo cual para el análisis de una pequeña vivienda en general no es rentable. Sin embargo, con el ejemplo aquí presentado se lograron exponer los pasos esenciales en un análisis dinámico, desde la generación de señales hasta el modelado numérico.

En el caso de estudio, se ha comprobado que los esfuerzos resultantes del análisis exceden la resistencia de la mampostería, lo cual puede generar desde agrietamientos leves, hasta daños más severos, que para ciertas condiciones podría ponerse en riesgo la vida de los ocupantes. Estos errores en el diseño pueden deberse a dos causas importantes:

La primera de ellas es la falta de conocimiento de resistencia de los materiales, ya que como se indicó, la mampostería fue adquirida por una tabiquera que no tenía normas de calidad, por lo que la resistencia de los tabiques fue dudosa; es por ello que se decidió optar por la menor resistencia que estipula el reglamento. Por todo esto es recomendable realizar pruebas de laboratorio para determinar la resistencia de los materiales. El concreto que se utilizó para colar las dalas y castillos tiene una resistencia desconocida, pero en base a lo revisado en la forma en que se preparó la

mezcla, se puede inferir una resistencia de $250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$, pero no es exacta, ya que durante el vaciado de la mezcla se realizaron varias reactivaciones, con lo que se disminuye la resistencia del concreto.

La segunda causa es el desconocimiento de los esfuerzos que pueden generarse ante un sismo; tales esfuerzos se obtienen de un análisis estructural que un ingeniero debe realizar.

La optimización tanto de materiales como de la estructuración puede resultar en una estructura segura y económica, y que no todas las casas de autoconstrucción cumplen, como lo demostró el caso estudio.

Por último, se puede recomendar un sistema de reforzamiento a base de marcos de acero que tienen como finalidad reforzar la estructura y lograr una mejor distribución de esfuerzos, con lo que se pueden disminuir los esfuerzos en la mampostería y reducir las distorsiones.

6. REFERENCIAS

- Bazán Enrique y Meli Roberto (2004). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México, México. Limusa. PP 99-125.
- Chopra Anil K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. 4ª ed. México. Pearson. Pp 345-393, 467-500.
- García Enrique. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Colombia. Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes. pp 173-228
- Gasparinni D. y Vanmarcke E. (1976). *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Civil Engineering. Research Report R76-4. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Hernández Basilio O. (1995). *Notas sobre revisión y comportamiento de estructuras de mampostería*. Facultad de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México, México. Pp 23-53
- Servicio Sismológico Nacional (2020). <http://www2.ssn.unam.mx:8080/sismos-fuertes/>
http://usuarios.geofisica.unam.mx/vala/cursos/Registros_Sismicos_2013-1_files/2.2-Sismografos-15.8.2012.pdf
- <https://www.raco.cat/index.php/ECT/article/viewFile/257499/344605>
- <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/imagenes/riesgos/mapa.png>
- http://www.rodolfocorona.com/archivos/pdf/2012_reporte_sismo_ometepepinotepa_mex_unam.pdf
- McCormac Jack C. y Brown Russel H. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. 8ª ed. Alfaomega. Ciudad de México., México. Pp 1-34, 122-134.
- Meli Piralla Roberto (2001). *Diseño estructural*. 2ª ed. Limusa. Ciudad de México, México. PP 55-83.

- Nilson Arthur H. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. 12^a ed. Mc Graw Hill. Bogota, Colombia. PP 53.
- NTCDS-2017. (2017), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Ordaz Mario, Castellanos Francisco y Zapata Arabella. (2005). Manual DEGTRA. Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México, México. Pp 13-23.
- Santiago Mateos G. 2004. Sismos sintéticos generados estocásticamente compatibles con espectros de respuesta y de diseño. Tesis de licenciatura, Ciudad Universitaria. UNAM. pp 69-73.
- Singiresu S. Rao. (2012). *Vibraciones Mecánicas*. 5a ed. Pearson. Naucalpan de Juárez, México. PP 508-601.
- Sistema Sismológico Nacional. 2012. Placas tectónicas que interactúan en territorio mexicano. IMAGEN. México.
- SMIE. (2003). *Edificaciones para mampostería*. 3a ed. Fundación ICA.
- Tarbutck Edward J. y Lutgens Friederick K. (2008). *Ciencias de la Tierra*, 8a ed. Pearson. Madrid, España. Pp 307-335.
- Wicander Reed. y Monroe James M. (1999). *Fundamentos de geología*. 2a ed. Thomson. Ciudad de México, México. Pp 23-44.

APÉNDICE A. COMO UTILIZAR EL PROGRAMA DEGTRA V9.

A.1 Descripción del programa DEGTRA V9.

DEGTRA es un software desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por Mario Ordaz y C Montoya Dulché. DEGTRA tiene muchas funciones como lo son: visualizar y manipular señales, usar filtros básicos y avanzados, evaluar o calcular espectros de respuesta lineales o no lineales.

A continuación, se explicarán con extractos del manual los conceptos, botones y los parámetros que se utilizaron solo para la generación del espectro de Seudoaceleraciones basados en un ejemplo que se comenta en los pasos del apéndice B. Para mayor información se puede consultar el manual DEGTRA (Ordaz et al., 2005).

DEGTRA permite 4 formatos de lectura de archivos, el que se uso es el de formato ASCII. El formato ASCII es un tipo de archivo en el cual todos los valores corresponden a la misma serie de tiempo, aunque se tengan varias columnas. Este archivo se lee de izquierda a derecha y de arriba a abajo. Si el archivo sólo tiene una columna el usuario debe suministrar el número de líneas inútiles y el factor de diezmado.

A.2 Uso del programa con un ejemplo de aplicación.

El menú principal de Degtra A4 tiene las siguientes opciones, que se muestran en la figura A.1.



Figura A.1 Opciones del menú principal

Se puede seleccionar con el mouse la opción que requiere, para este proyecto de investigación se requirió la opción “Archivo”, el cual a su vez desplegará un submenú, como el que se muestra en la figura A.2.

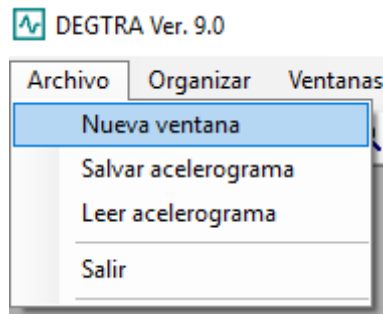


Figura A.2. Submenú del menú archivo.

En ese submenú de “Archivo” se elige la opción “nueva ventana”, el cual desplegara una ventana con fondo color azul, después de que aparezca la pantalla de señal damos clic en el ícono que se muestra en la figura A.3 “Leer acelerograma”.

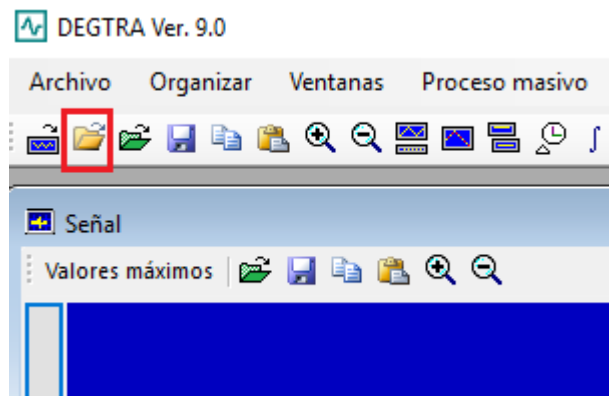


Figura A.3. Ícono para leer acelerograma.

Al dar clic en el icono para leer un acelerograma se elige la ubicación del archivo en alguno de los formatos admisibles por DEGTRA. Se elige para este proyecto de investigación el archivo ACEL, el cual es un archivo generado por el programa SMIQKE-1 y se explicará con más detalle en el apéndice B.

Una vez abierto el archivo ACEL existe una serie de opciones y valores que se deben definir para su visualización.

Número de líneas inútiles.

Se trata de líneas de texto (archivos ASCII) o números reales de 4 bytes (archivos binarios) que se encuentran al principio de un archivo y que no se requieren leer, para el caso particular son 2.

Factor de diezmado.

El factor de diezmado permite leer valores de un acelerograma a cada cierto intervalo, si el factor de diezmado es N, entonces se leerá sólo una de cada N muestras. Si se ejecuta la operación Diezmar con un acelerograma, se tomará una de cada N muestras y el resto se eliminarán, para este caso el factor de diezmado es 1.

DT

Indica el intervalo de tiempo de muestreo del acelerograma, lo cual es un dato obligatorio. El intervalo que se eligió para la generación de señales sintéticas en el programa SMIQKE-1, para este caso particular, su valor es 0.01.

La definición de los parámetros se ilustra en la figura A.4.

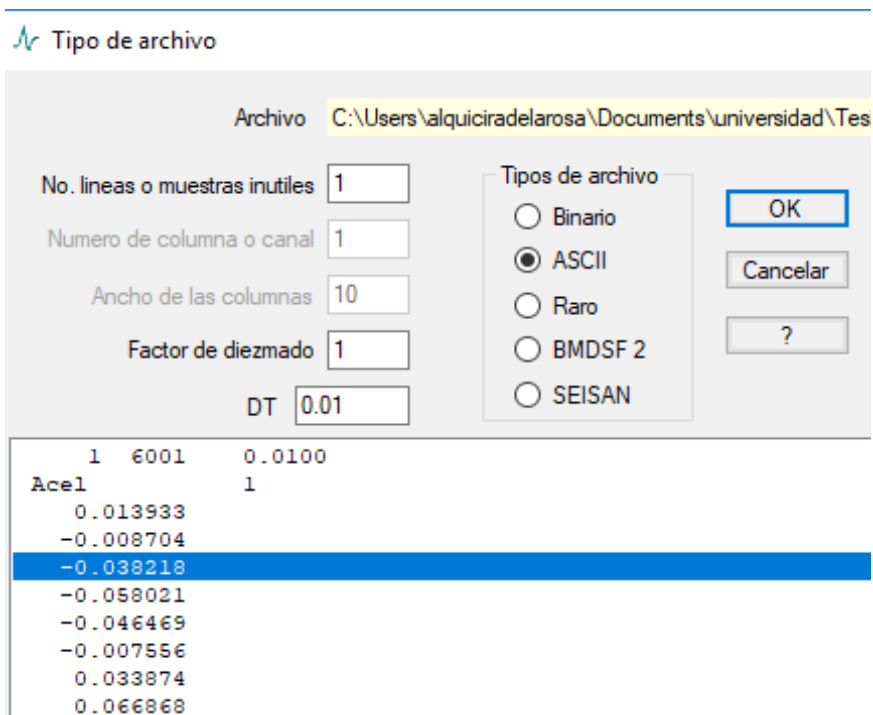


Figura A.4. Parámetros para la lectura del archivo ACEL.

Una vez aceptados los valores para los parámetros anteriormente definidos, DEGTRA nos permitirá visualizar la señal correspondiente al registro de aceleraciones como el que se muestra en la figura A.5.

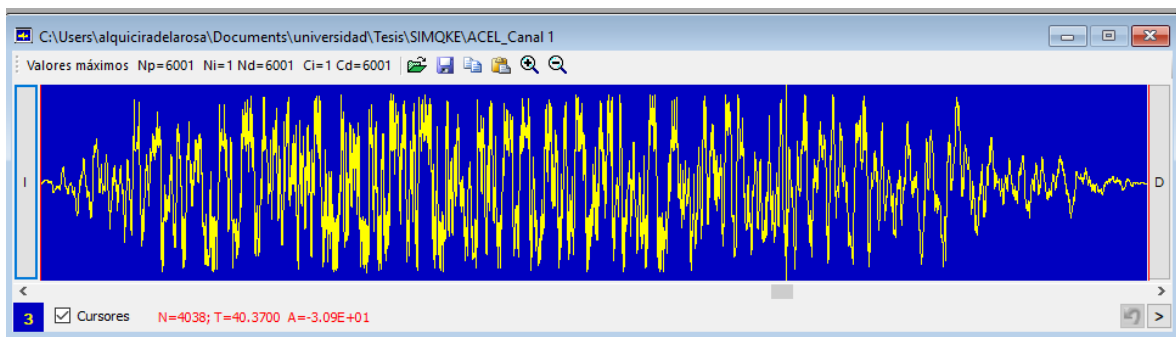


Figura A.5. Señal en el dominio del tiempo.

Una vez cargada la señal en el dominio del tiempo, el programa DEGTRA nos permite generar un espectro de Seudoaceleraciones, el cual nos permitirá comparar con

el espectro de diseño dado por el SASID, cuyas aceleraciones deben de estar en unidades de [cm/s²].

Para obtener el espectro de Seudoaceleraciones de la señal en el tiempo se pulsa el ícono de “Calcular espectro de respuesta”, como se muestra en la figura A.6.

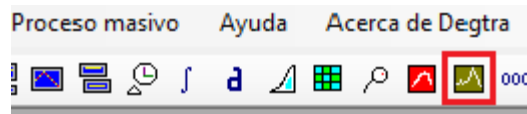


Figura A.6. Ícono para calcular el espectro de repuesta.

Para generar el espectro de Seudoaceleraciones, la ventana nos pide una serie de valores a definir.

Nt: Es el número de puntos para los que se calculará el espectro, para el ejemplo son suficientes 200 puntos.

Tmin: Es el periodo mínimo, para este ejemplo Tmin es 0.05[s].

Tmáx: Es el periodo máximo, para este ejemplo Tmin es 5 [s].

Respuesta: Se elige el tipo de repuesta deseada ya existen muchos espectros que DEGTRA puede calcular, para poder comparar con el espectro de diseño se elige la opción de Seudoaceleración.

Una vez generado es espectro de Seudoaceleración, se elige la opción “Salvar espectro”, lo cual nos permitirá elegir el nombre del archivo y la ubicación de este, como se muestra en la figura A.7.

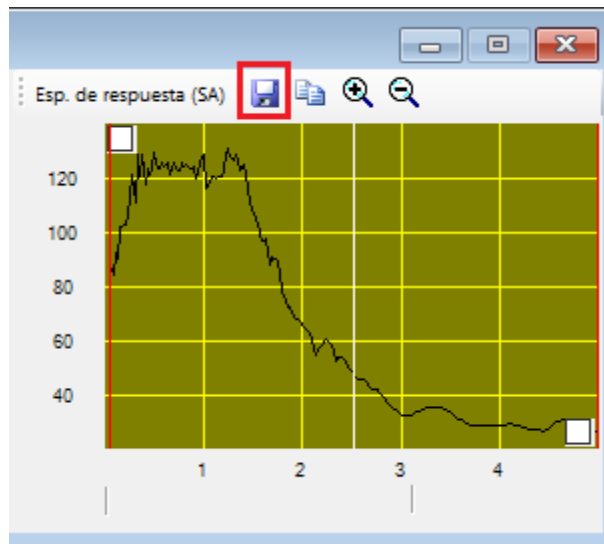


Figura A.7. Ícono para guardar los datos del espectro solicitado.

APÉNDICE B. Uso del programa SMIQKE-1

B.1 Descripción de los parámetros del archivo de entrada

Para poder generar un registro de aceleraciones en el tiempo, el programa SMIQKE-1 solicita un archivo que contiene el espectro de velocidades dato, con un formato muy específico, el cual se explica para un mayor entendimiento en el paso 4 con un ejemplo de la sección B.2 de este apéndice. En esta parte se dará una explicación breve de cada uno de los parámetros que requiere este archivo, así como una ilustración de los principales parámetros en cada caso de función intensidad. En la Tabla B.1 se muestran los principales parámetros y su significado para el uso del programa SMIQKE-1. En las figuras B.1, B.2 y B.3 se muestran los principales parámetros para una función trapezoidal, una función exponencial y una función compuesta, respectivamente.

Parámetro	Descripción
TS	Periodo más pequeño en segundos del espectro deseado.
TL	Periodo más grande en segundos del espectro deseado.
TMIN1	Periodo más pequeño en segundos del espectro del cual se generará el espectro deseado.
TMAX1	Periodo más grande en segundos del espectro del cual se generará el espectro deseado.
YMIN1	Valor de la velocidad mínima estimada del espectro deseado.
YMAX	Valor de la velocidad máxima estimada del espectro deseado.

ICASE	<p>Valor numérico del tipo de la función intensidad</p> <p>1=función nula</p> <p>2=función trapezoidal</p> <p>3=función exponencial</p> <p>4=función compuesta</p>
TRISE	<p>Valor en segundos de la duración de la pendiente en ascenso de la envolvente, para los casos uno y tres, TRISE tiene un valor igual a cero.</p>
TLVL	<p>Valor en segundos de la duración, en donde las amplitudes se mantienen al máximo.</p>
DUR	<p>Duración del espectro deseado</p>
AO	<p>Parámetro de la función exponencial, para el caso tres, AO tiene un valor igual a cero, véase la figura B.1.1.</p>
ALFAO	<p>Parámetro de la función intensidad que se debe especificar para los casos tres y cuatro, véase la figura B.1.2 y B.1.3.</p>
BETAO	<p>Parámetro de la función intensidad que se debe especificar para el caso tres, véase la figura B.1.2.</p>
IPOW	<p>Parámetro de la función compuesta que se debe especificar para el caso cuatro, véase la figura B.1.3.</p>
DELT	<p>Intervalo de discretización.</p>
AGMX	<p>Aceleración máxima del suelo en porcentajes de g.</p>

IIX	Valor entero arbitrario para comenzar la generación
NDAMP	Número de valores saltados para generar el espectro deseado.
NCYCLE	Número de iteraciones para el suavizado del espectro deseado.
NPA	Número de sismos artificiales deseados.
NKK	Número total de períodos a intervalos iguales en una escala logarítmica.
NRES	Número de puntos que describen el espectro dado.
NGWK	Parámetro con valor igual a cero para que se genere una función espectral.
IPCH	Parámetro con valor igual a cero para que se genere un espectro de respuesta para la salida.
AMOR(I)	Porcentaje en decimal del amortiguamiento crítico.

Tabla B.1. Parámetros para la generación de señales sintéticas.

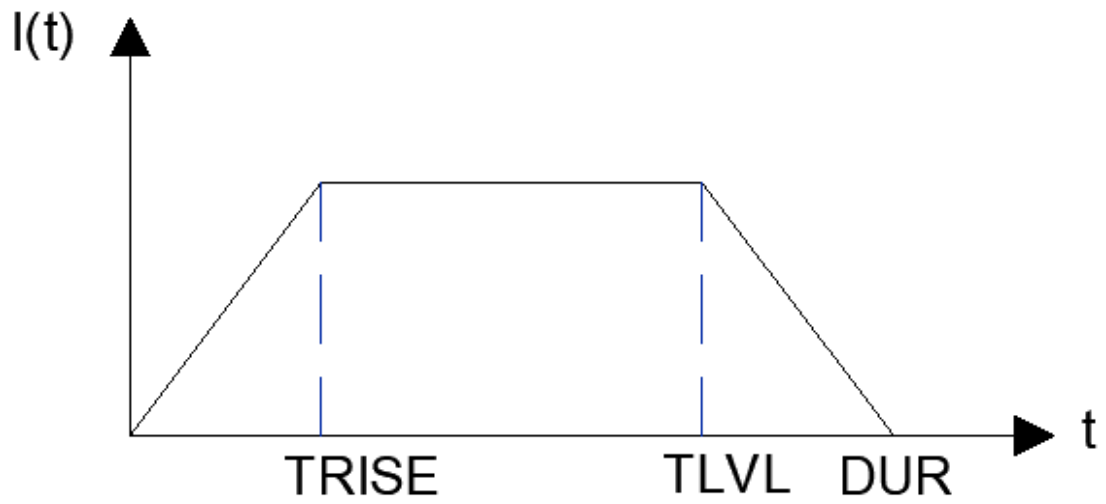


Figura B.1 Parámetros de la función trapezoidal.

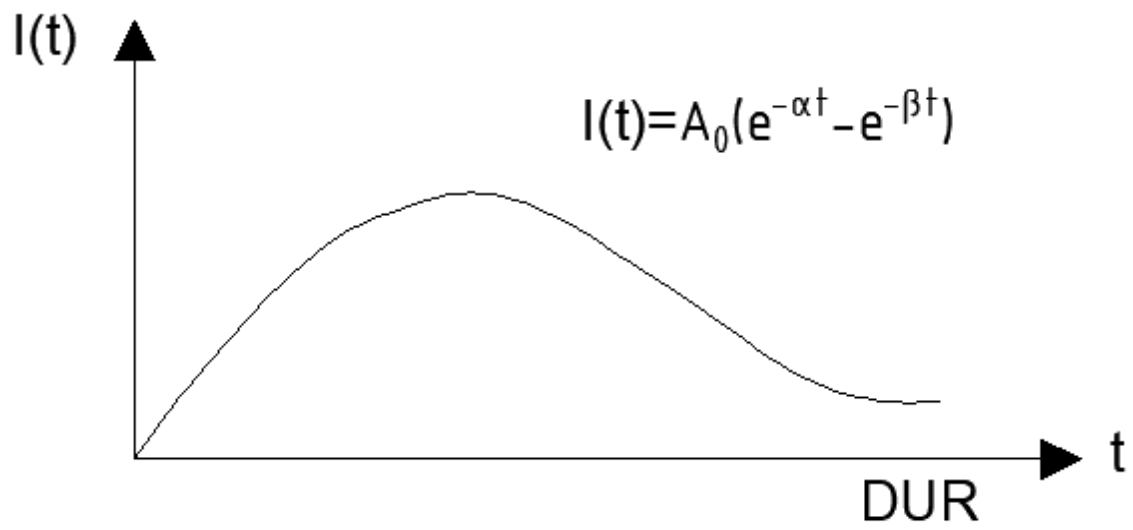


Figura B.2 Parámetros de la función exponencial

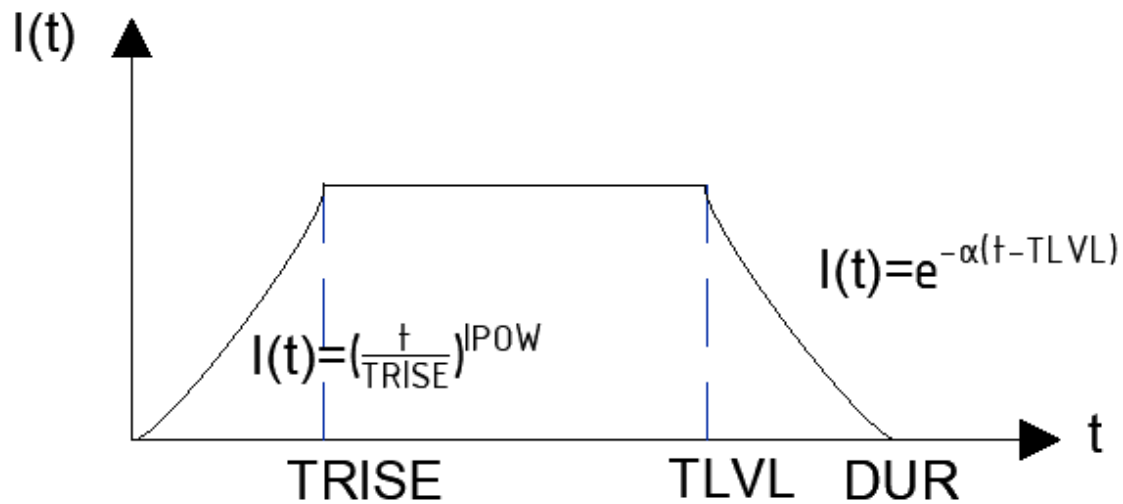


Figura B.3 Parámetros de la función compuesta

B.2 Ejemplo de aplicación de generación de señales sintéticas a través de un espectro de diseño

A continuación se mostrará un ejemplo de aplicación implicado en la investigación de este proyecto.

1 – Obtener el espectro de diseño

En base a las coordenadas de ubicación del predio que son:

Latitud: 19.359133, Longitud: -99.247802

La clasificación de la estructura en base a 1.4 NTC sismo 2017 es: Grupo B

El factor de regularidad en base a 5.2 NTC sismo 2017 es: irregular

El factor de comportamiento sísmico en base a Tabla: 4.2.3 NTC sismo 2017 Q=2.

El factor de corrección por hiperestacidad es: $k_1 = 1$ para ambas direcciones de análisis.

El espectro de diseño obtenido del SASID y con los parámetros anteriormente definidos se muestra en la figura B.4.

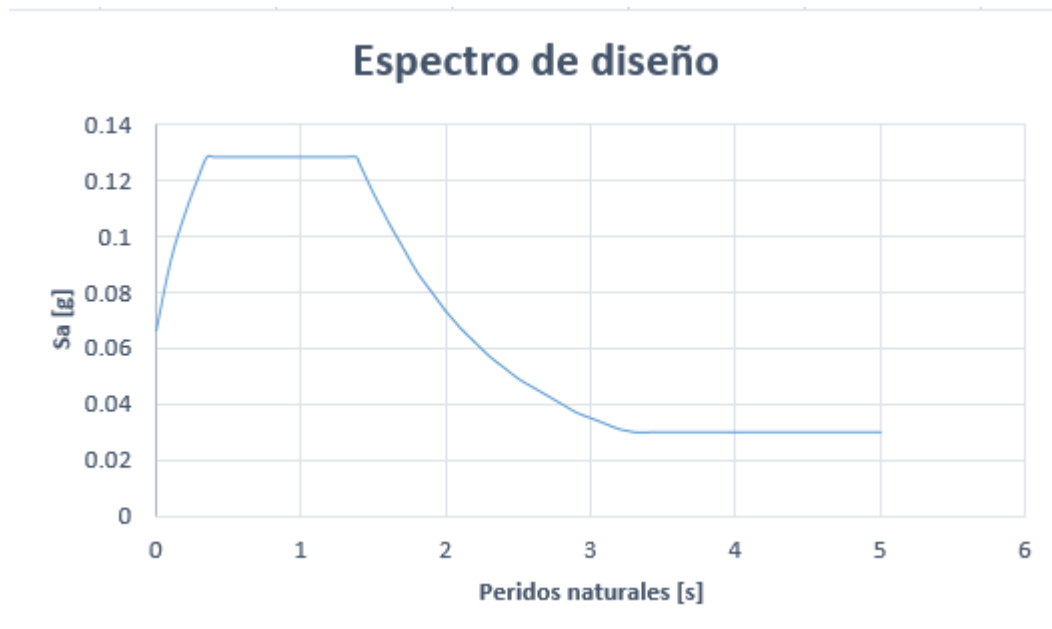


Figura B.4. Espectro de diseño (Fuente: SASID).

2 - Espectro para el programa SMIQKE-1

Debido a que el SASID da como resultado el espectro de diseño en períodos naturales en segundos contra Seudoaceleraciones en fracciones de gravedad, es necesario un espectro de velocidades en [cm/s], lo cual se hace con las ecuaciones 2.2 y 2.25; en la Figura B.5 se muestra la gráfica que se usará para la generación de señales sintéticas en el programa SMIQKE-1. Las abscisas y ordenadas de la figura B.5 son guardados en un archivo de texto omitiendo el valor para el período natural igual a cero.

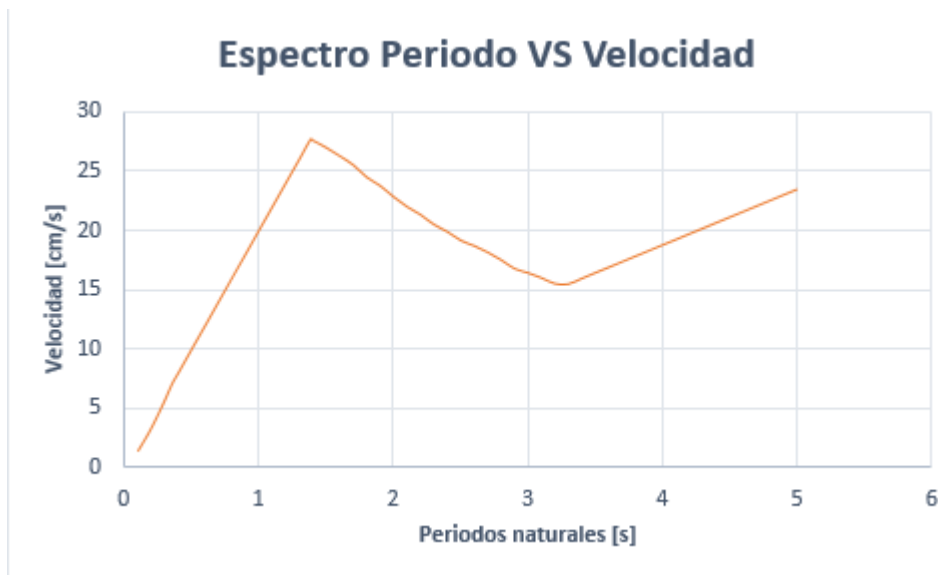


Figura B.5 Espectro Periodo VS velocidad.

3 – Almacenamiento para la generación de los datos.

El archivo ejecutable SIMQKE se establece en la misma carpeta junto el archivo de entrada que se menciona en el paso tres. El resultado del análisis muestra solo velocidad en [cm/s] en un archivo llamado ACEL, lo cual, si requiere graficar los datos, se puede realizar copinado los datos, y las abscisas serán tiempos desde el tiempo cero hasta los 60 segundos con saltos de 0.01 [s].

4 – Formato del archivo dato.

El programa SIMQKE-1 solo admite archivos del paso 2 que tengan un formato definido, tanto en sus parámetros como en espacios. La explicación de los valores y los parámetros puede consultarse en el manual SIMQKE-1 (Gasparinni y Vanmarcke (1976)).

Para la opción 1 en el manual, los datos parámetros son:

Renglón 1: Se elige el nombre datos

Renglón 2: Se elige una escala 981.0

Renglón 3:

El renglón tres está compuesto por los valores de los siguientes parámetros:

	TS	0.1
	TL	4.9
N1	TMI	0.1
AX1	TM	4.9
N	YMI	0.01
AX	YM	50.0

Renglón 4:

El renglón cuatro está compuesto por los valores de los siguientes parámetros:

SE	ICA	2
SE	TRI	15.0
L	TLV	5.0
	DU	60.00

R		
	A0	0.
A0	ALF	0.
A	BET	0.
W	IPO	0.

Renglón 5:

El renglón cinco está compuesto por los valores de los siguientes parámetros:

T	DEL	.01
X	AGM	0.037
	IIX	2
MP	NDA	1
CLE	NCY	30
	NPA	1
	NKK	200

S	NRE	52
WK	NG	0
H	IPC	0

Renglón 6:

El renglón seis está compuesto por los valores de los siguientes parámetros:

R(I)	AMO	.05
------	-----	-----

Renglón 7:

El renglón siete está compuesto por los valores de los siguientes parámetros:

)	TSV(1	SV0(1)

ES)	TSV(R	SV0(R
	ES)	ES)

En la figura B.6 se muestra el formato del archivo que se introducirá al programa.

NOTA:

-TSV(N) está dado en segundos y SV0(N) está dado en cm/s²

-La imagen inferior muestra el formato del archivo con los espacios y los valores colocados de los cuales se obtendrá el espectro de respuesta.

```
1 datos
2 981.0
3 .1 4.9 .1 4.9 .01 50.
4 2 15.0 5.0 60.00 0 0 0 0
5 .01 .037 2 1 30 1 200 52 0 0
6 .05
7 0.1» 1.42078877
8 0.2» 3.372421696
9 0.3» 5.714381207
10 0.356.994652406
11 0.4» 7.993888464
12 0.5» 9.992360581
13 0.6» 11.9908327
14 0.7» 13.98930481
```

Figura B.6 Formato del archivo que se introducirá al programa SIMQKE-1.

5 – Generación del sismo sintético.

Se abre el programa SIMQKE-1, se introducirá el nombre del archivo que los datos del espectro como lo indica el paso dos y con el formato del paso 4. El programa pedirá el nombre de un archivo de salida en el cual se mostrarán las iteraciones, el nombre del archivo elegido no tiene implicaciones en la generación de las señales. Para una señal en particular se muestra la visualización de la pantalla en la figura B.7.

```
*****
*
*          * * S I M Q K E * *
*
*          - IBM-PC ADAPTATION -
*
*          A PROGRAM FOR ARTIFICIAL
*          MOTION GENERATION
*
*   Original Program: Vanmarke et al. (1976)
*
*   IBM-PC Version: Thomas F. Blake (1988)
*   Distributed: NISEE/Computer Applications
*
*****

ENTER NAME OF INPUT FILE - sismsin5.txt

ENTER NAME OF OUTPUT FILE - Salida.txt
```

Figura B.7 Visualización del programa SIMQKE-1.

6 – Visualización de la señal sintética.

Para la visualización se usó el programa DEGTRA V 9, ya que también a partir de este programa se puede obtener generar el espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, el cual puede compararse con el espectro de diseño dado inicialmente por el SASID en unidades de cm/s^2 . Lo anterior servirá para comprobar que tanto se aproximan las señales sintéticas al espectro de diseño deseado.

Para ello, primero se accede al programa DEGTRA V 9, se da clic en donde dice “archivo” y en “nueva ventana”, después en el menú principal se da clic en el menú “lee acelerograma”. En esta parte se indica la ubicación del archivo ACEL y se dejan 2 líneas inútiles con un $\text{DT}=0.01$, los otros parámetros se dejan por default, esto se muestra en la figura B.8.

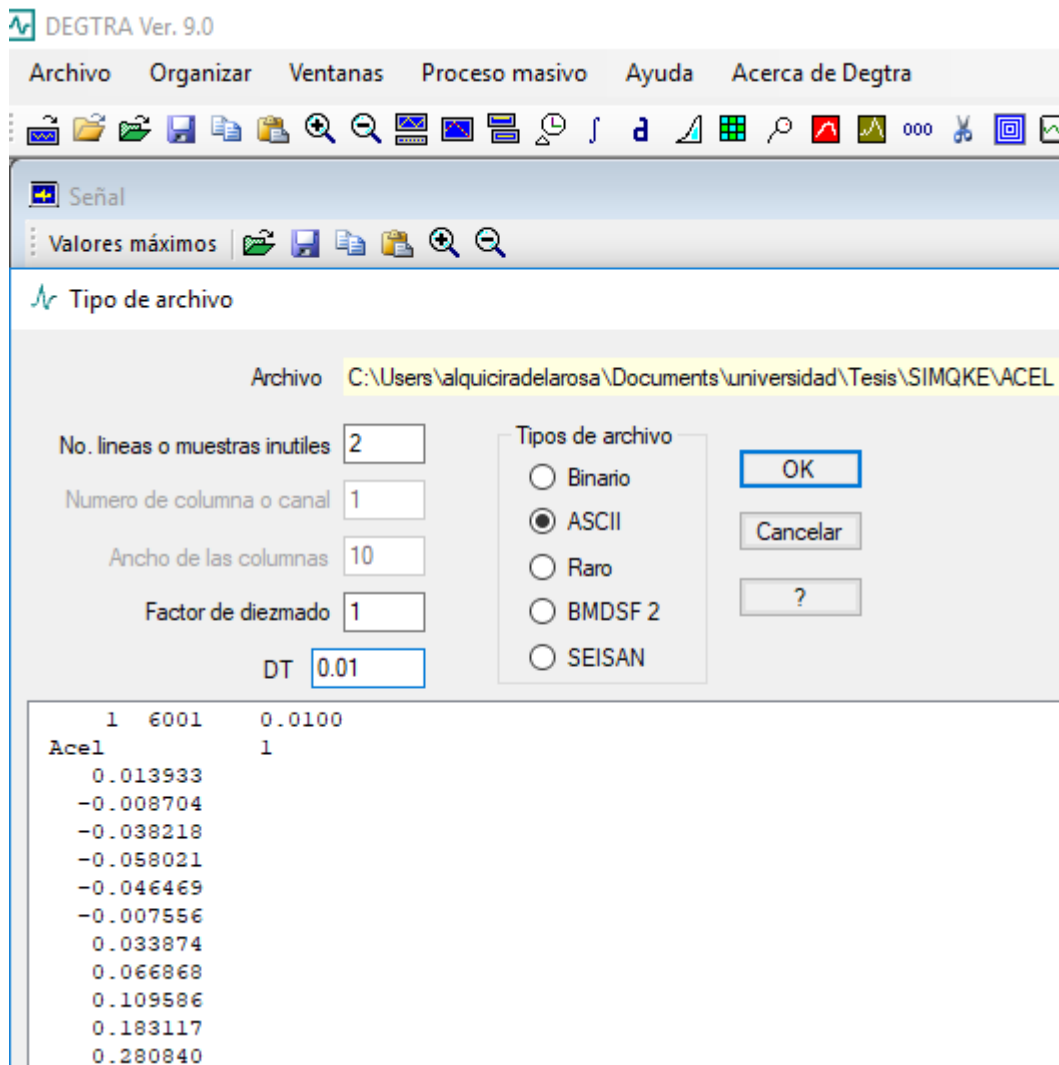


Figura B.8 Visualización del archivo ACCEL en DEGTRA V 9.

Una vez mostrado la señal sintética, en el menú principal se da clic en el icono “Calcular espectro de respuesta”, los valores que se solicitan en el lado derecho de la ventana son los siguientes:

Nt	200
Tmin	0.05

Tmax	5
Respuesta	SeudoAceleración

Los otros parámetros se dejan por default como se muestra en la figura B.9.

Datos de espectro de respuesta

Espectro de respuesta Nt 200 Tmin 0.05 Tmax 5 Respuesta SeudoAceleración	1. Comportamiento Comportamie Elastico 2. Generales Csi 0.05 Gravedad 0 3. Parámetros inelásticos KBeta Duct KPar1 KPar2 KPar3 4. Índice de Park y Ang MuPark 4 BetaPark 0.15 5. Periodo-altura ParametroB 1.333
Respuesta Tipo de respuesta deseada	MuPark Capacidad dúctil máxima en carga monotónica

Figura B.9 Valores de los parámetros para la generación de la Seudoaceleración.

Con los parámetros dados se debería poder visualizar una imagen como la que se muestra en la figura B.10, donde la pantalla azul es la señal sintética, y la pantalla verde es el espectro de respuesta de Seudoaceleraciones, el cual se compara con el espectro de diseño dado por el SASID, una semejanza entre ellos indica que la señal sintética es correspondiente al espectro de diseño de la zona en estudio.

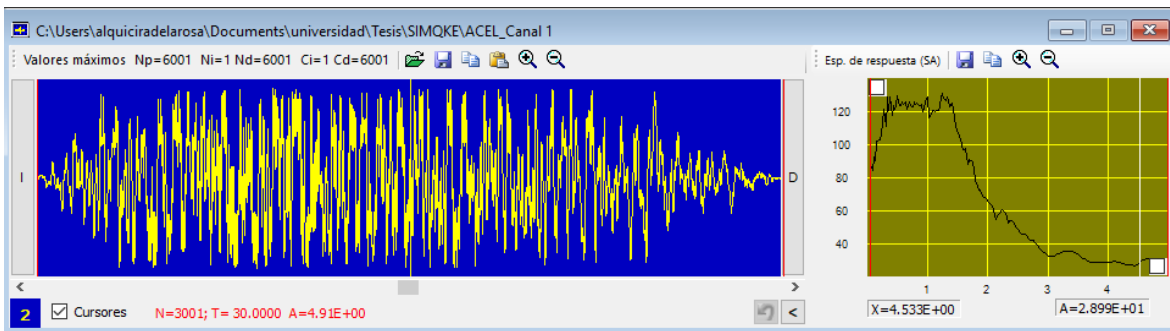


Figura B.10 Espectro de Seudoaceleraciones de la señal sintética.

Se guardan los datos de la pantalla verde en un archivo de texto al dar clic en el icono “Salvar espectro”, una vez guardado se puede acceder a él a través de un editor de texto y copiar los datos. Una vez copiado los datos se pueden colocar en una hoja de Excel y comparar con el espectro de diseño dado por el SASID en unidades de [cm/s²].

Una comparación visual se muestra en la figura B.11.

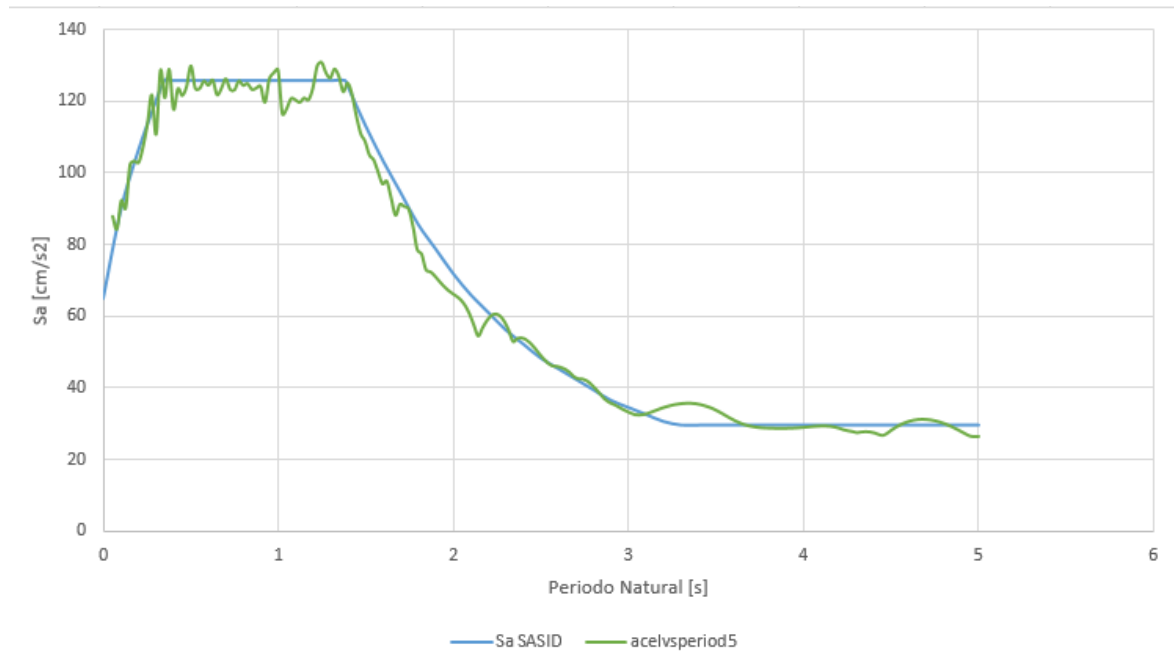


Figura B.11 Comparación del espectro de diseño del SASID contra el espectro de Seudoaceleraciones generado por la señal sintética.

La Figura B.11 muestra una gran semejanza entre del espectro de diseño del SASID contra el espectro de Seudoaceleraciones generado por la señal sintética, lo cual indica que la señal sintética generado es compatible con el espectro de diseño.

De esta forma se pueden comparar varios espectros de pseudoaceleraciones contra el espectro de diseño dado por el SASID, lo cual se realizó en este proyecto de investigación.

Recomendaciones para la generación de señales sintéticas.

-Se recomienda colocar nombre a los archivos tanto en los archivos de texto como en Excel (si se usa) muy ordenado de acuerdo con el número de acelerogramas.

-Existen valores para AGMX que generan en la señal sintética valores picos demasiado extremos, para evitar estos picos y dar una mejor aproximación se recomiendan valores menores de 0.05, de esta manera el valor de AGMX puede reducirse paulatinamente para que se ajuste al espectro de diseño sea mejor, para la generación de esta señal sintética en particular, $AGMX=0.037$.

APÉNDICE C. Resumen de la aplicación del Método de Newmark.

Casos especiales

(1) Método de la aceleración media constante ($\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$)

(2) Método de la aceleración lineal ($\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$)

1.0 Cálculos iniciales

$$1.1 \quad (q_n)_0 = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u}_0}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}; \quad (\dot{q}_n)_0 = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \dot{\mathbf{u}}_0}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}$$

$$\mathbf{q}_0^T = \langle (q_1)_0, \dots, (q_J)_0 \rangle \quad \dot{\mathbf{q}}_0^T = \langle (\dot{q}_1)_0, \dots, (\dot{q}_J)_0 \rangle.$$

$$1.2 \quad \mathbf{P}_0 = \Phi^T \mathbf{p}_0.$$

$$1.3 \quad \text{Resuelva } \mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}}_0 = \mathbf{P}_0 - \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}}_0 - \mathbf{K} \mathbf{q}_0 \Rightarrow \ddot{\mathbf{q}}_0.$$

1.4 Seleccione Δt .

$$1.5 \quad \mathbf{a}_1 = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C}; \quad \mathbf{a}_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \mathbf{C}; \quad \text{y}$$

$$\mathbf{a}_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C}.$$

$$1.6 \quad \hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \mathbf{a}_1.$$

2.0 Cálculos para cada paso de tiempo, $i = 0, 1, 2, \dots$

$$2.1 \quad \hat{\mathbf{P}}_{i+1} = \Phi^T \mathbf{p}_{i+1} + \mathbf{a}_1 \mathbf{q}_i + \mathbf{a}_2 \dot{\mathbf{q}}_i + \mathbf{a}_3 \ddot{\mathbf{q}}_i.$$

$$2.2 \quad \text{Resuelva } \hat{\mathbf{K}} \mathbf{q}_{i+1} = \hat{\mathbf{P}}_{i+1} \Rightarrow \mathbf{q}_{i+1}.$$

$$2.3 \quad \dot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\mathbf{q}_{i+1} - \mathbf{q}_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{\mathbf{q}}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{q}}_i.$$

$$2.4 \quad \ddot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (\mathbf{q}_{i+1} - \mathbf{q}_i) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{q}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{q}}_i.$$

$$2.5 \quad \mathbf{u}_{i+1} = \Phi \mathbf{q}_{i+1}.$$

3.0 Repetición para el siguiente paso de tiempo. Reemplace i por $i+1$ y ejecute los pasos

2.1 a 2.5 para el siguiente paso de tiempo.

Tabla C.1 Resumen de la solución del análisis en el tiempo paso a paso con el método de Newmark. (Fuente: Chopra, 2004)

APÉNDICE D. Pasos para mallado en SAP2000.

El mallado automático en SAP2000 puede generar algunos errores en los resultados del análisis estructural con elementos finitos, ya que los nodos generados por la herramienta auto Mesh no siempre coinciden de elemento a elemento, lo que provoca que los elementos de la estructura no trabajen en conjunto si no como elementos independientes.

El que los nodos coincidan es una parte importante del análisis por computadora, ya que es en estos donde se resuelven las ecuaciones en cada paso del tiempo, el que estos nodos no coincidan provocan que los elementos de la estructura trabajen de manera independiente y errónea ya que el sistema en estudio no trabaja en conjunto.

Una vez introducido el modelo con secciones y materiales correspondientes y definido también el comportamiento de diafragma rígido en cada piso, es importante hacer notar que los muros que tienen huecos o ventanas fueron elaborados por muros más pequeños.

El primer paso es la generación de cuatro grupos.

Un grupo que incluye las vigas y las columnas de la estructura llamado "vigcol". Otro grupo que es integrado por los muros que no tienen cortes o huecos "mcom". El último grupo es integrado por aquellos muros que tienen cortes "minc".

Al seleccionar el grupo "vigcol" se selecciona solo la casilla que diga "Mesh at Intersestion with Other Frames, Area Edges and Solid Edges" y "Mesh at Intermediate joints" de la ruta Assign/Frame/Automatic Frame Mesh como se muestra en la figura D.1.

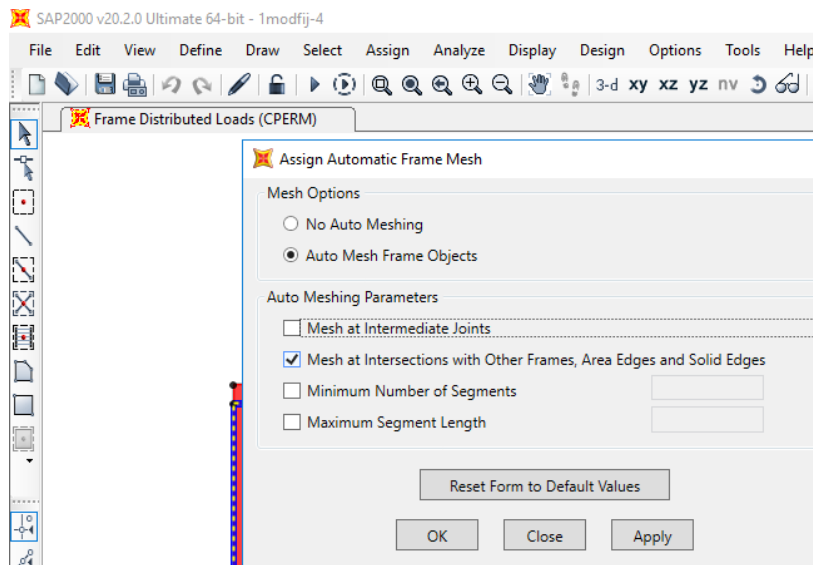


Figura D.1 Opción Mesh para vigas y columnas.

Se selecciona el grupo de las losas de la estructura, se marca la casilla “Mesh Area Using Cookie...” sin marcar “Extend All Lines To intersect Area Edges”, también se marca la opción “Sub Mesh As Required To Obtain Elements No Larger...” con un máximo tamaño Sub Mesh de 70 cm de la ruta Assign/Area/Automatic área Mesh.

Se selecciona el grupo “mcom”, se marca la casilla “Mesh Area Using General Divide...” con un máximo tamaño de objeto de 70 cm, también se marca la opción “Sub Mesh As Required To Obtain Elements No Larger...” con un máximo tamaño Sub Mesh de 80 cm de la ruta Assign/Area/Automatic área Mesh, como se muestra en la figura D.2.

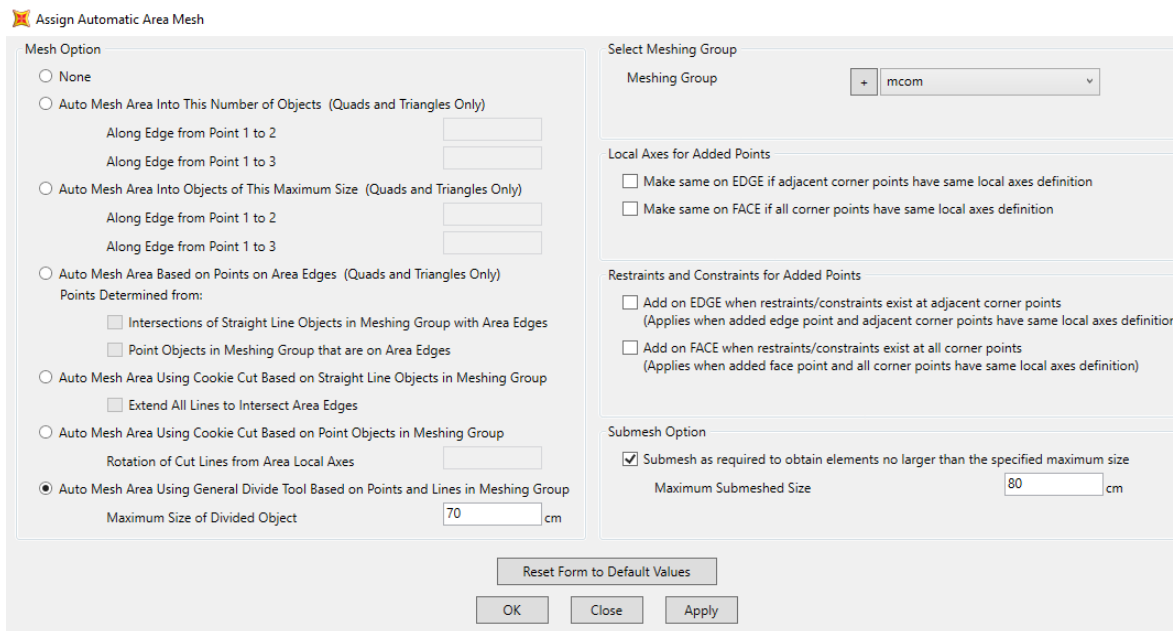


Figura D.2 Opción Mesh para muros sin cortes.

Se selecciona el grupo “mcom”, se marca la casilla “Mesh Area Using General Divide...” con un máximo tamaño de objeto de 70 cm, también se marca la opción “Sub Mesh As Required To Obtain Elements No Larger...” con un máximo tamaño Sub Mesh de 80 cm de la ruta Assign/Area/Automatic área Mesh.

Es muy posible que incluso con estas opciones de mallado definidas por el usuario no todos los nodos generados serán compatibles, lo cual puede provocar pequeños errores en la distribución de esfuerzos, también provoca que el comportamiento de los elementos no sea consistente en esas zonas. Para mitigar ese error en el comportamiento se procedió como se menciona a continuación:

Se seleccionaron todos los elementos área y se selecciona “Auto Edge Constraint” de la ruta Assign/Area/Generate Edge Constraint. Al marcar esta opción, lo que hace es que los desplazamientos de los elementos en el borde de las áreas sean los mismos, aun cuando todos los nodos no sean compatibles.

Las limitaciones del programa en cuanto al mallado son notables en estructuras geoméricamente irregulares, con lo cual el mallado depende en muchos casos del

conocimiento del usuario sobre el software, de otra forma, se pueden obtener errores tanto en el comportamiento de los elementos como en la obtención de los esfuerzos. Antes de realizar un análisis con Software es recomendable leer el manual de usuario.

APÉNDICE E. Obtención del espectro de diseño.

Para obtener las ordenadas “a” del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, se determina en función de periodo de vibrar de la estructura “T”, T_s es el periodo dominante del sitio, el cual podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, ζ es el periodo de amortiguamiento crítico para el que se establece el periodo de diseño, para este caso tiene valor igual al de la unidad, β es un factor reductor por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o a la implementación de disipadores de energía, para nuestro caso se calculará en base a ζ igual a la unidad según la ecuación 3.1.4 del reglamento. T_a y T_b son los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño, c es la ordenada espectral que corresponde a la meseta del espectro de diseño, a_0 es el valor que le corresponde a $T=0$, k es el cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de las ordenadas “a” de la ecuación 3.1.2 de la ecuación y Q' . El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Figura E.1 Ordenadas del espectro de diseño, Ecuación 3.1.2 (NTC, 2017)

$$p = k + (1 - k) \left(T_b / T \right)^2$$

Figura E.2 Parámetro p, Ecuación 3.1.3 (NTC, 2017)

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\epsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

Figura E.3 Parámetro de reducción β , Ecuación 3.1.4 (NTC, 2017)

En la tabla E.1 se muestran los parámetros τ , λ , y ϵ para la generación del espectro de diseño para un cierto periodo dominante del sitio.

Periodo del sitio (s)			λ	ϵ	τ
	T_s	≤ 0.5	0.40	0.80	2.50
0.5 <	T_s	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	T_s	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	T_s	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	T_s	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	T_s	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	T_s	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

Tabla E.1 Parámetros τ , λ , y ϵ para T_s . (Fuente: NTC 2017)

Para la obtención del espectro de diseño se hacen reducciones del espectro elástico obtenido en base a la figura 2.9. Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico son reducidas al dividirse entre un factor de sobre resistencia R y un factor de reducción por comportamiento sísmico Q' .

El factor de reducción comportamiento sísmico Q' se calcula como se muestra en la sección 3.4 NTC sismo, el cual se muestra a continuación en la figura E.4.

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

Figura E.4 factor de reducción comportamiento sísmico, Ecuación 3.4.1 (NTC, 2017)

Las estructuras, debido al tipo de estructuración que poseen deben clasificarse como regulares, irregulares o muy irregulares al cumplir o no con las condiciones de regularidad de la sección 5.1 de NTC sismo

Por otro lado, para estructuras irregulares, el reglamento en la sección 5.5 de NTC sismo estipula una corrección al factor de reducción comportamiento sísmico Q' al multiplicar Q' por: 1.0 cuando la estructura sea regular, 0.8 cuando la estructura sea regular, 0.7 cuando la estructura sea muy irregular.

El factor de sobre resistencia R se calcula como lo indica la sección 3.5 como lo muestra la figura 2.16.

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Figura E.5 factor de reducción de sobre resistencia, Ecuación 3.5.1 (NTC, 2017)

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor.

1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3.

k_1 , es un factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a: 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis. 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

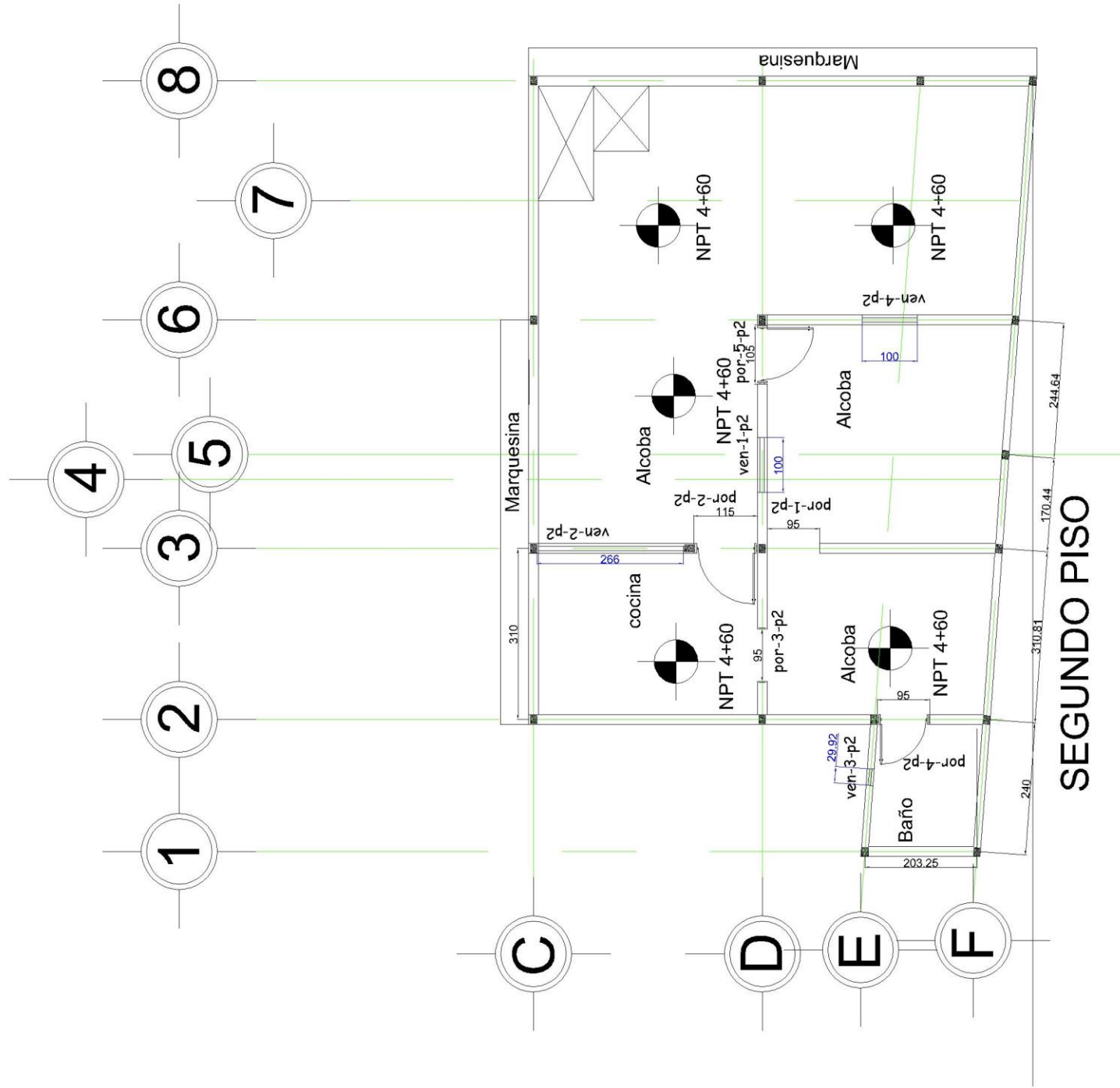
1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2 de NTC sismo.

k_2 , es el factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0$$

Figura E.6 factor de incremento, Ecuación 3.5.2 (NTC, 2017)

APÉNDICE F. Planos arquitectónicos y estructurales.



Espacio para accesos en el Segundo Piso

Nombre	Longitud [cm]	Cota inferior	Cota superior
por-1-p2	95	4+60	6+50
por-2-p2	115	4+60	6+50
por-3-p2	85	4+60	6+50
por-4-p2	95	4+60	6+50
po-5-p2	105	4+60	6+50
po-6-p2	100	4+60	6+50

Espacio para ventanas en Segundo Piso

Nombre	Longitud [cm]	Cota inferior	Cota superior
ven-1-p2	100	5+60	6+50
ven-2-p2	265	5+60	6+50
ven-3-p2	30	5+80	6+50
ven-4-p2	100	5+60	6+50

Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

NORTE

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

Simbología.

- ventana
- muro
- NPT nivel de piso terminado
- escalera

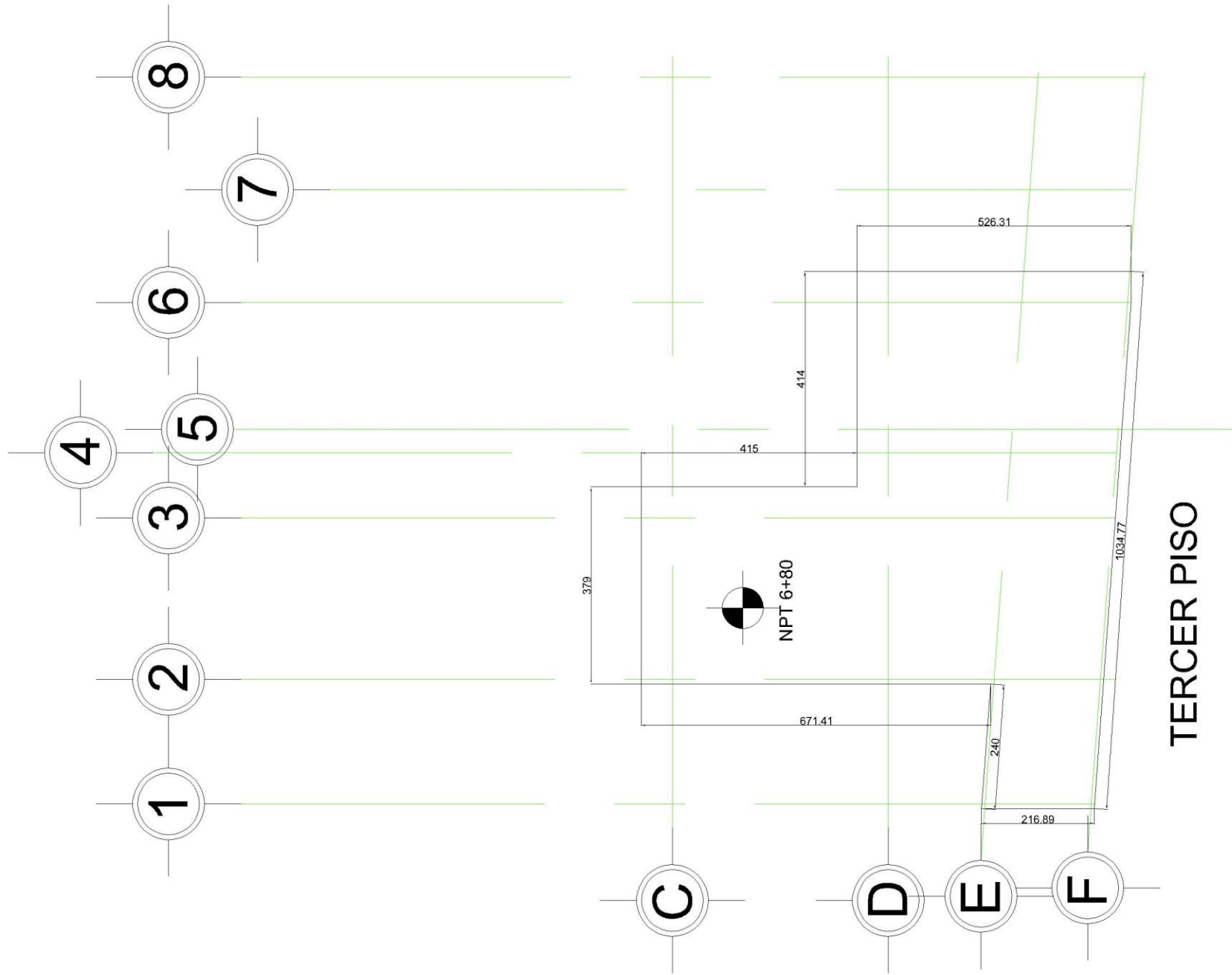


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESTIS	NOMBRE DE PLANO: ARQ-3



Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

NORTE

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

Simbología.

ventana

muro

NPT nivel de piso terminado

escalera

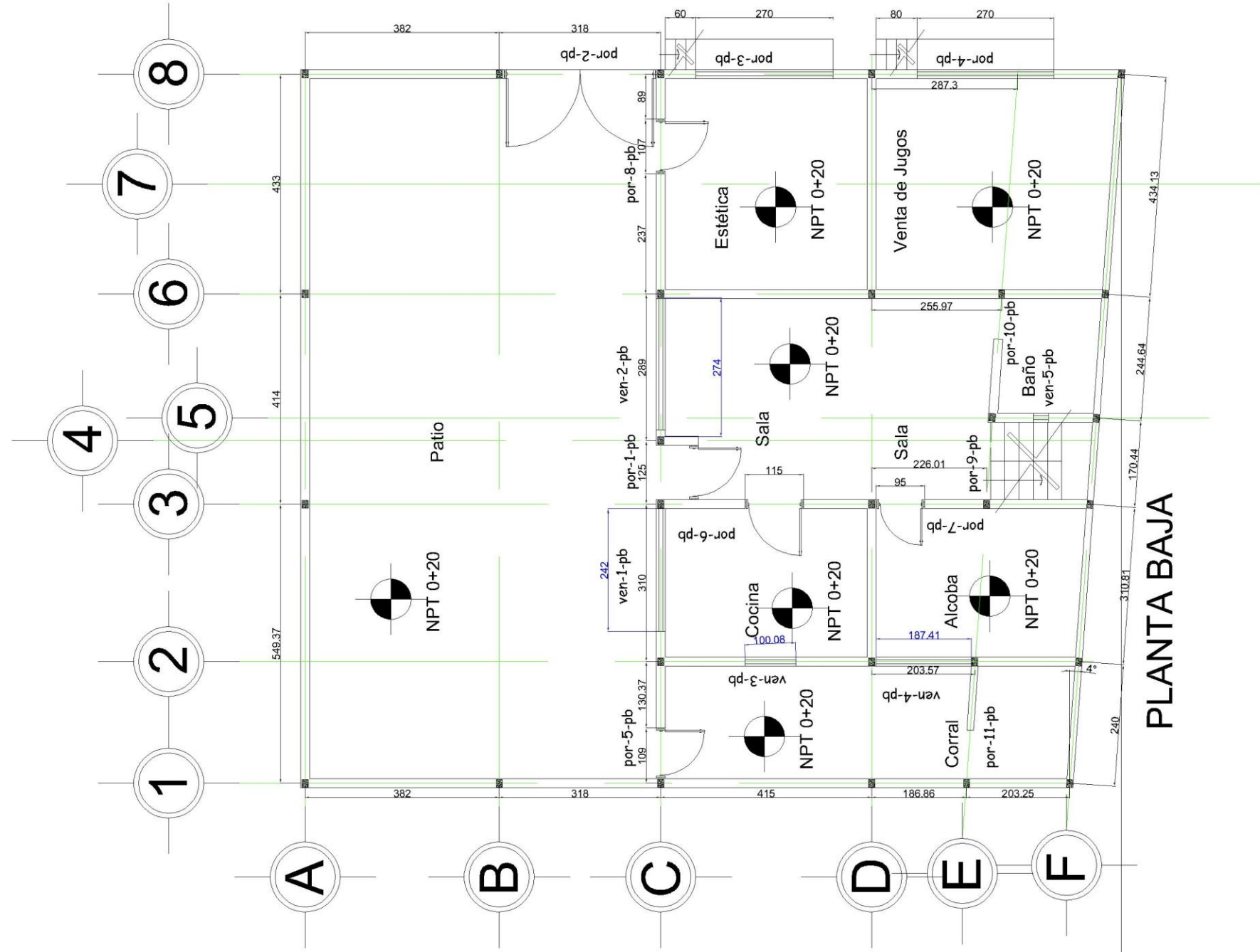


UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL
Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESIS	NOMBRE DE PLANO: ARQ-4



Espacio para accesos Planta Baja

Nombre	Longitud [cm]	Cota inferior	Cota superior
por-1-pb	125	0+20	2+10
por-2-pb	318	0+20	2+30
por-3-pb	270	0+20	2+10
por-4-pb	270	0+20	2+10
por-5-pb	109	0+20	2+10
por-6-pb	115	0+20	2+10
por-7-pb	95	0+20	2+10
por-8-pb	107	0+20	1+90
por-9-pb	170	0+20	2+10
por-10-pb	82	0+20	2+10
por-11-pb	104	0+20	2+10

Espacio para ventanas en Planta Baja

Nombre	Longitud [cm]	Cota inferior	Cota superior
ven-1-p1	240	1+20	2+10
ven-2-p1	275	1+20	2+10
ven-3-p1	100	1+40	2+10
ven-4-p1	190	1+70	2+10
ven-5-p1	30	1+60	2+10

Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

Simbología.

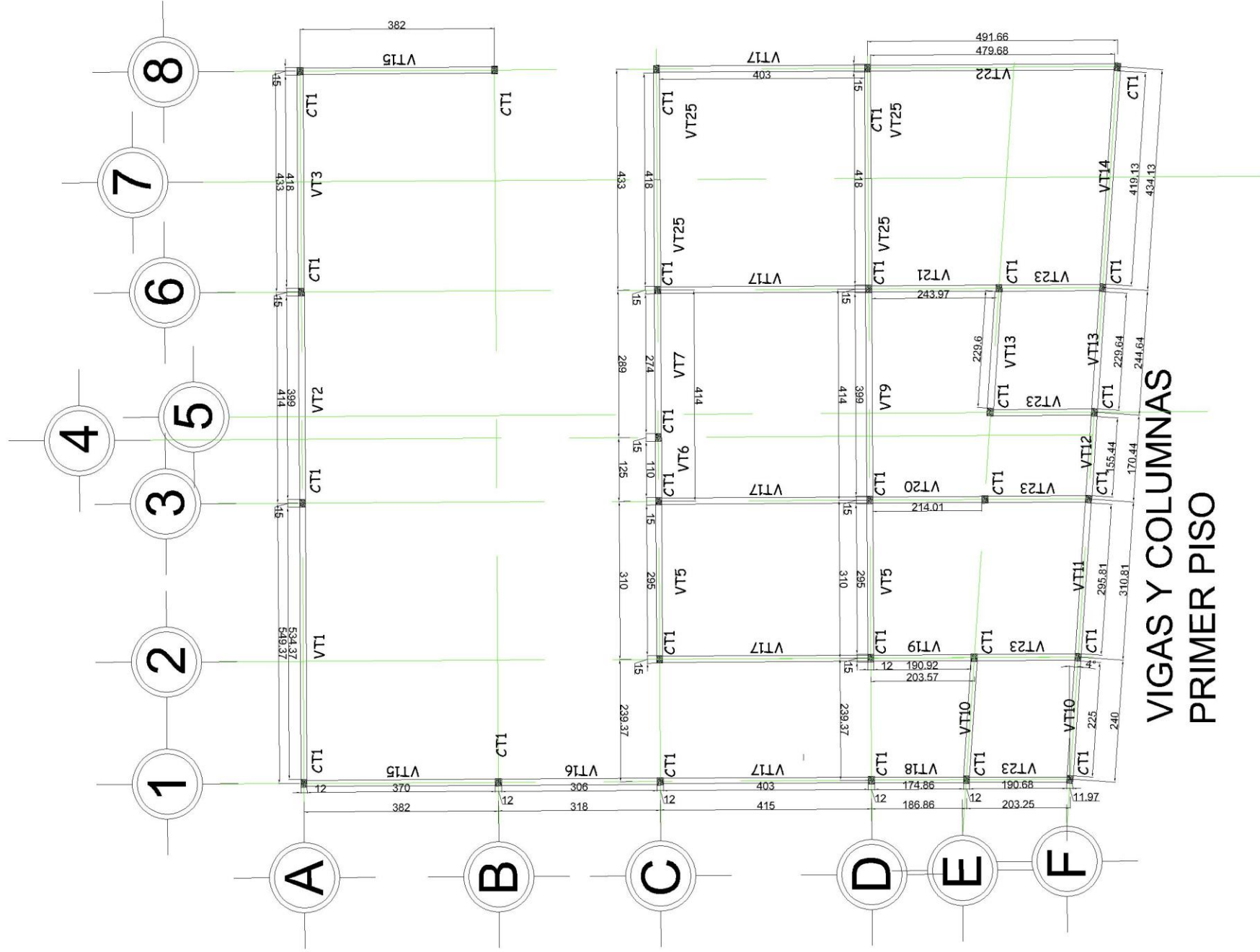
- ventana
- muro
- NPT nivel de piso terminado
- escalera



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO
 PLANOS DE TESTIS

ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
 NOMBRE DE PLANO: ARQ-1



Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

NORTE

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

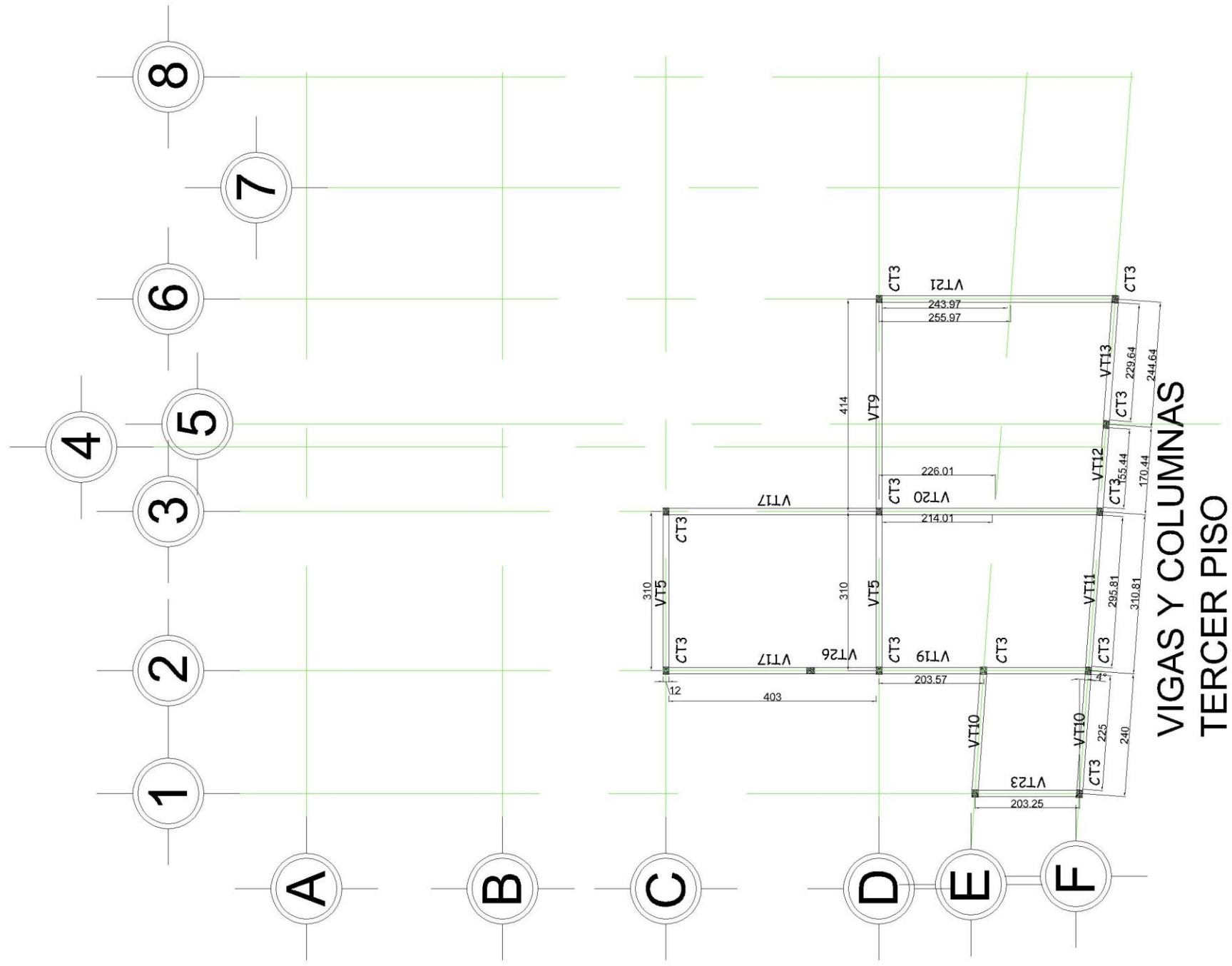
Simbología.

- ventana
- muro
- NPT nivel de piso terminado
- escalera



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESIS	NOMBRE DE PLANO: ESTR-1



Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

NORTE

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

Simbología.

ventana

muro

NPT nivel de piso terminado

escalera

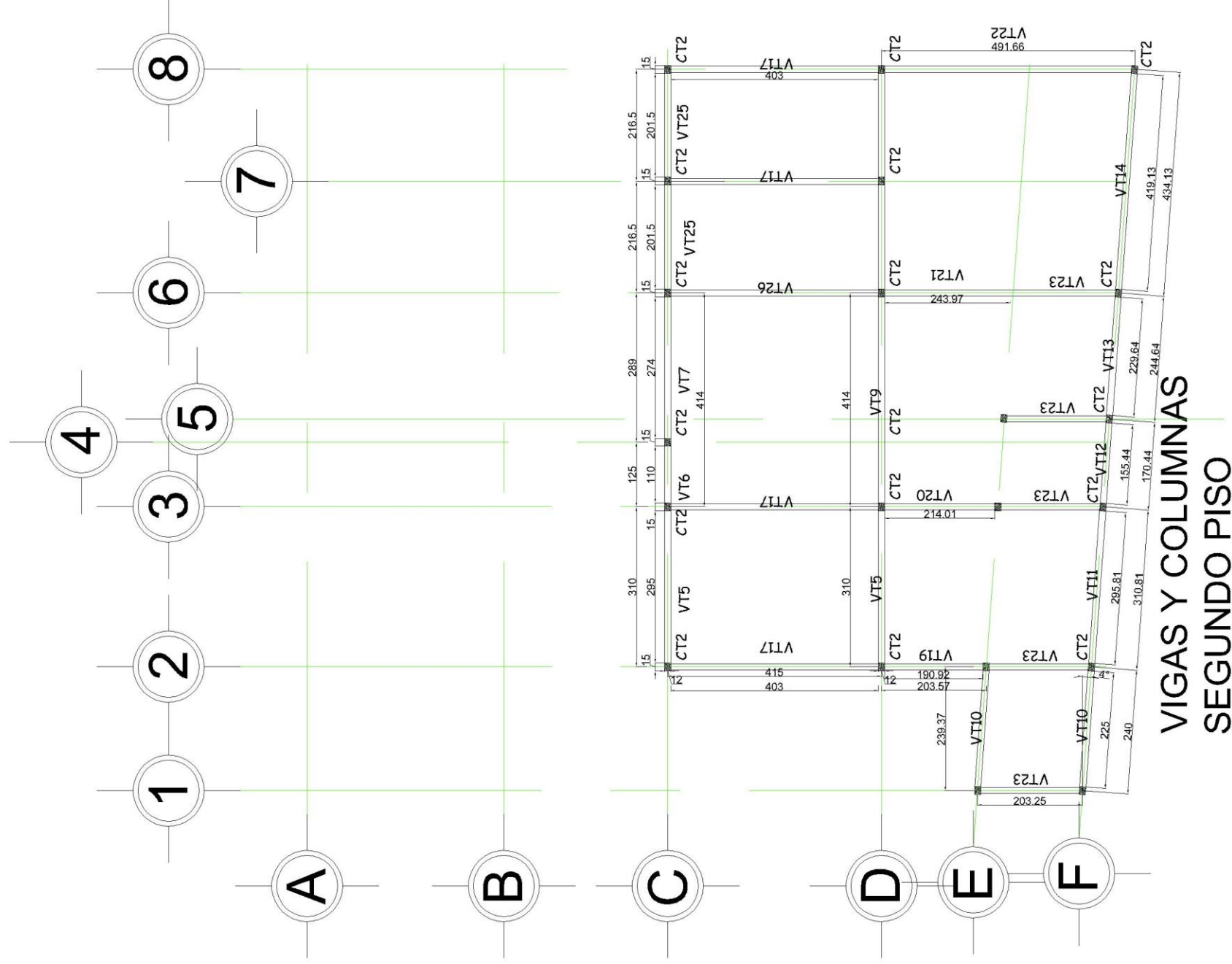


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO:	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS
ARQUITECTÓNICO	ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESTES	NOMBRE DE PLANO: ESTR-3



Localización

Anden 2

Calle Santo Tomas

NORTE

Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %

Escala Gráfica: 1:100

Simbología.

ventana

muro

NPT nivel de piso terminado

escalera

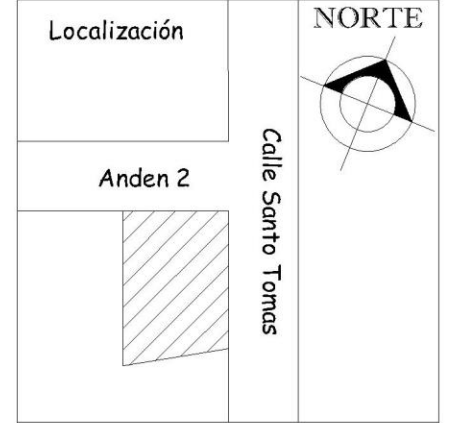
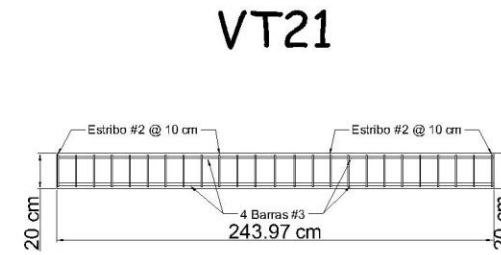
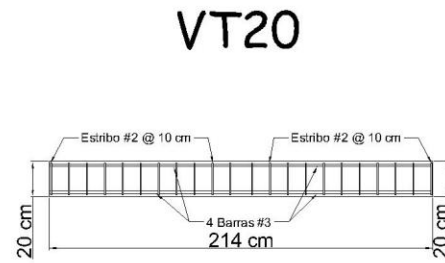
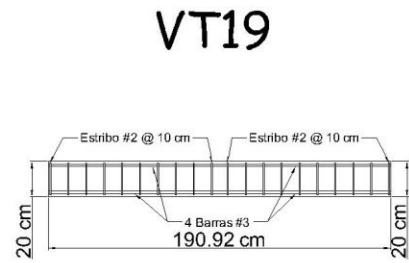
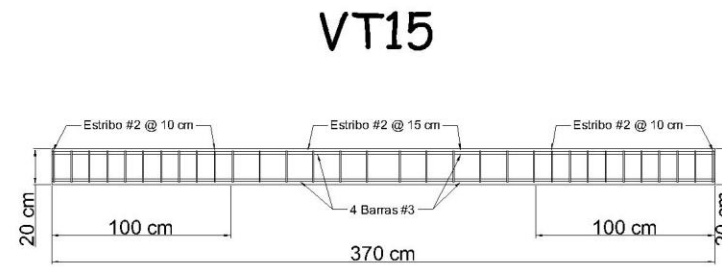
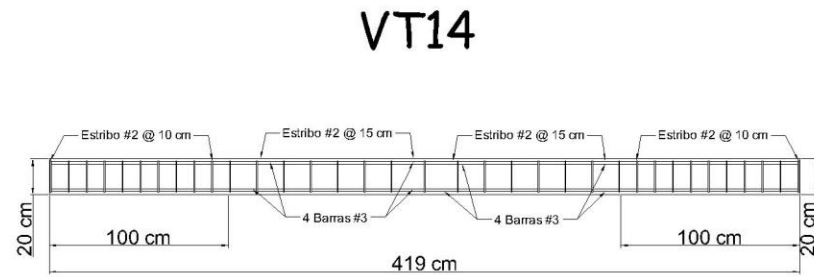
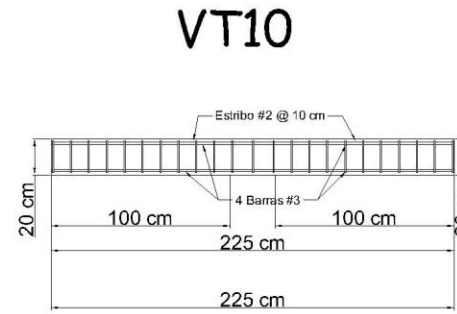
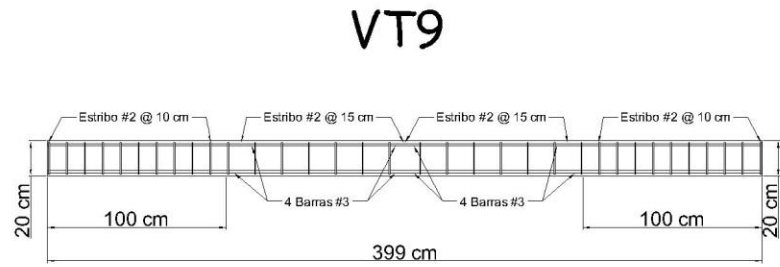
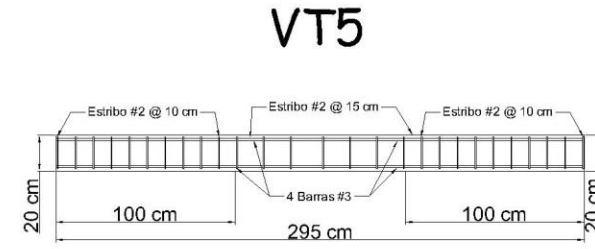
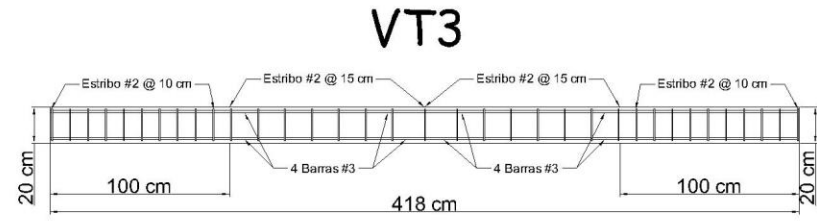


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

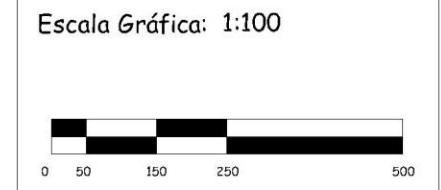
FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESIS	NOMBRE DE PLANO: ESTR-2



Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %



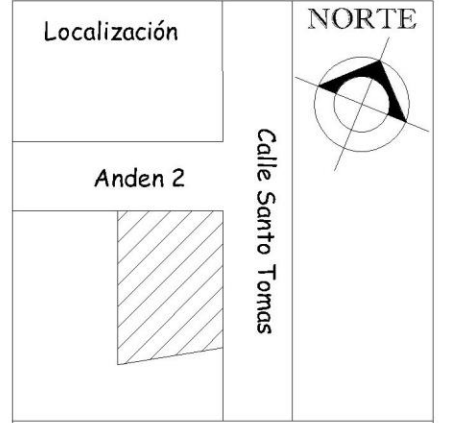
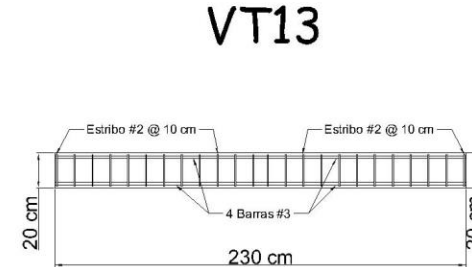
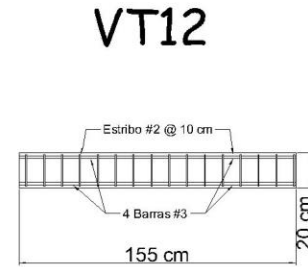
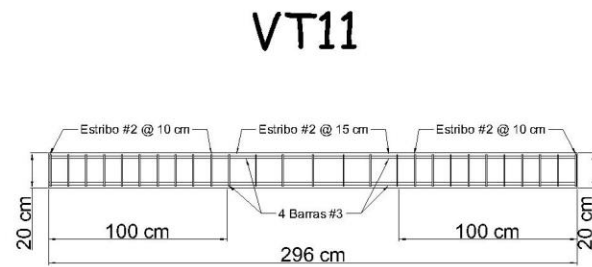
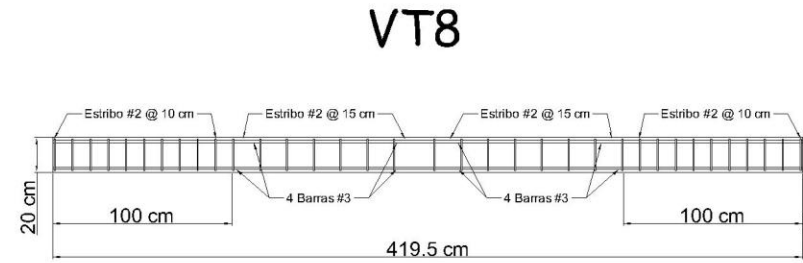
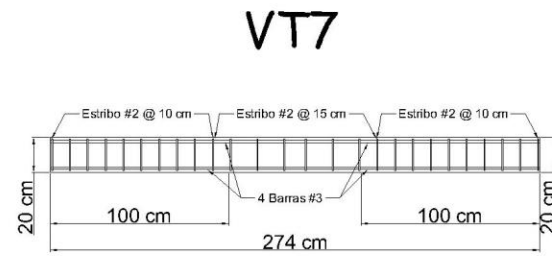
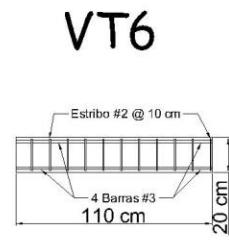
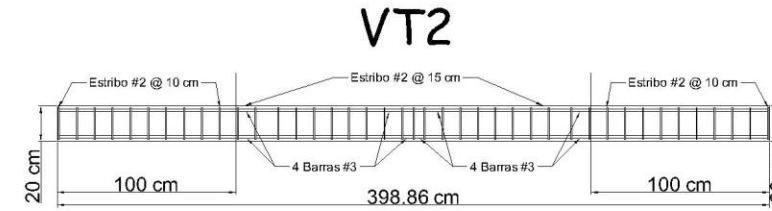
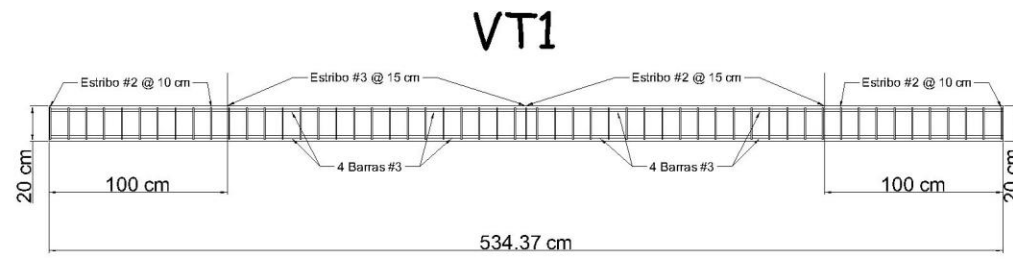
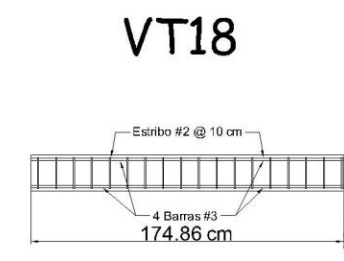
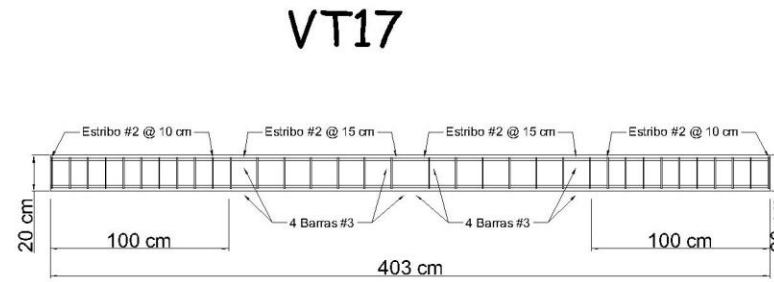
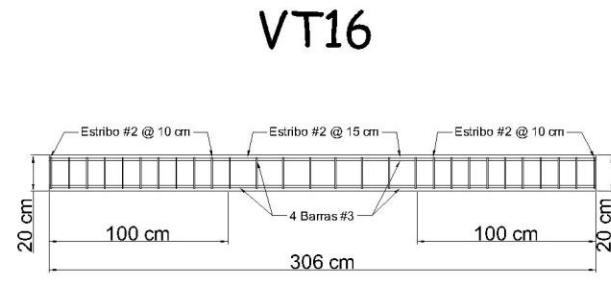
Simbología.

	ventana
	muro
	NPT nivel de piso terminado
	escalera

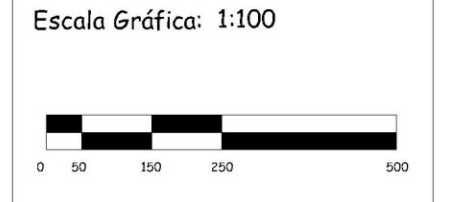


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESTES	NOMBRE DE PLANO: ESTR-5



Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %



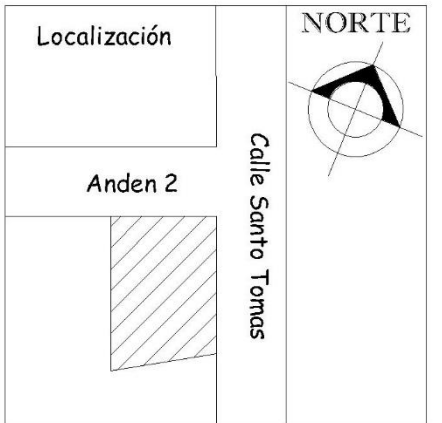
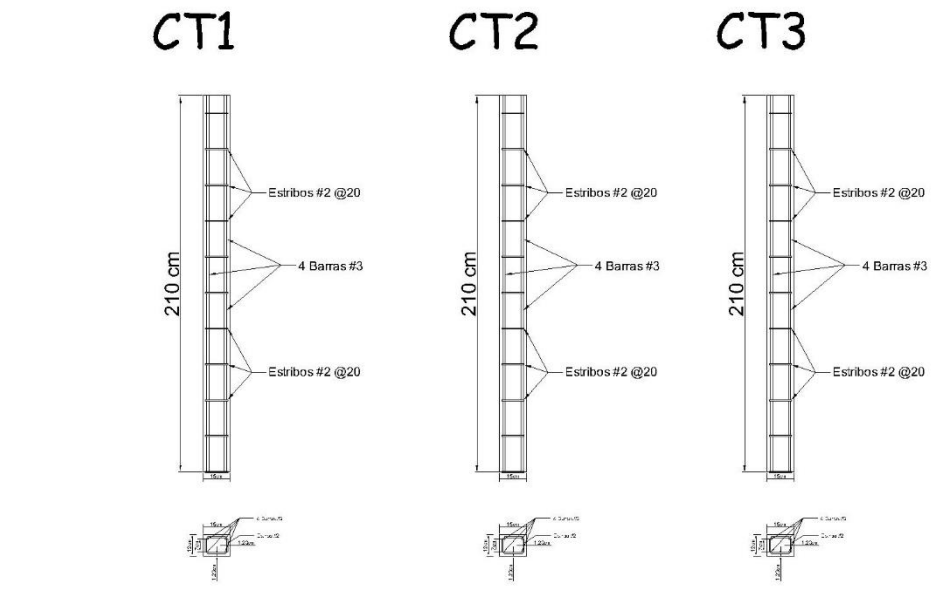
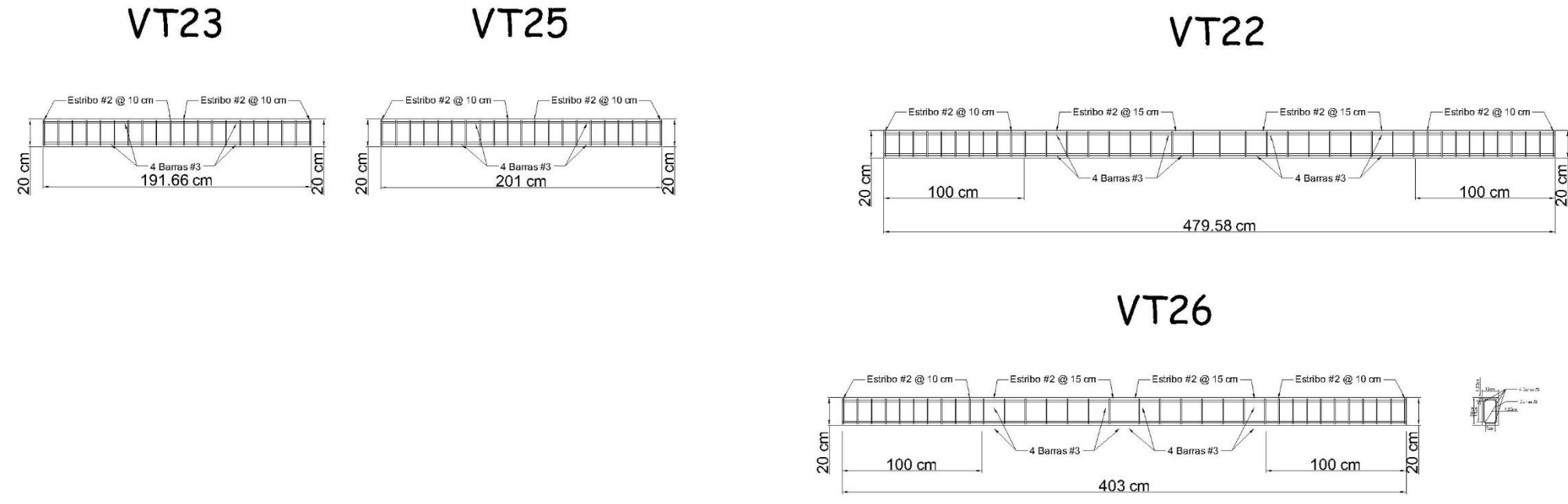
Simbología.

	ventana
	muro
	NPT nivel de piso terminado
	escalera

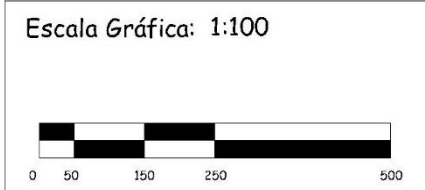


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESTS	NOMBRE DE PLANO: ESTR-4



Superficie del terreno	222.22 m ²
Superficie de estacionamiento	93.50 m ²
Superficie área libre	17.67 m ²
Superficie de la planta baja	100 m ²
Superficie primer nivel	117 m ²
Superficie segundo nivel	117 m ²
Superficie tercer nivel	60.71 m ²
Superficie total	505.88 m ²
Porcentaje de área libre	7.95 %



Simbología.

	ventana
	muro
	nivel de piso terminado
	escalera



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO	ALUMNO: JOSÉ DE JESÚS ALQUICIRA DE LA ROSA
PLANOS DE TESTES	NOMBRE DE PLANO: ESTR-6