



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA LINEAL Y NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE LA CIUDAD
DE MÉXICO ANTE EL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

TANIA CATALINA ALBORNOZ RAMÍREZ

PROFESOR GUÍA:

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

JULIÁN CARRILLO LEÓN

SANTIAGO DE CHILE

2020

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL

TÍTULO DE: Ingeniera Civil, Mención Estructuras,
Construcción y Geotecnia.

POR: Tania Catalina Albornoz Ramírez

FECHA: 12/06/2020

PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA LINEAL Y NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE LA CIUDAD DE MÉXICO ANTE EL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

En 2017 ocurrió un sismo del tipo intraplaca de $M_w = 7.1$ a 120 km de Ciudad de México (CDMX), el cual significó el colapso de 44 edificios de 5 a 10 pisos ubicados en las zonas IIIa y IIIb según la gaceta oficial de CDMX. Los sistemas estructurales que poseen los edificios colapsados corresponden mayoritariamente a sistemas de losas planas unidas a columnas de hormigón armado, sistemas de albañilería no reforzada, sistemas de albañilería confinada y sistemas mixtos, en muchos de los cuales se emplea la planta baja como zona de estacionamiento proveyendo una baja rigidez y resistencia, fenómeno conocido como piso blando. En este contexto, se estudiará un edificio que no colapsó y que está ubicado en calle Génova #70, pero que posee un sistema estructural similar al de los edificios colapsados; es decir, tener 6 pisos y ser un edificio en base a un sistema de muros de albañilería confinada con marcos de hormigón. La presente tesis busca estudiar la respuesta sísmica que tuvo la estructura utilizando modelos de elementos finitos no lineales. Para realizar el análisis se adapta un modelo entregado a los planos de dicho edificio, en él se ingresan las propiedades no lineales de los materiales, con sus respectivas curvas tensión deformación, armaduras de los elementos y sus correspondientes curvas de histéresis. Además, los elementos como vigas y columnas son definidos como elementos uniaxiales en cual se incluyen rótulas plásticas a una distancia relativa de 5% y 95% de sus largos. El modelo es evaluado ingresando dos registros cercanos al lugar de emplazamiento de la estructura analizada y se estudia su respuesta. Al observar que existe una diferencia entre el comportamiento visualizado en el modelo y el real se realizan modificaciones como; considerar dilataciones de muros, ajustes en las propiedades de la albañilería, incluir muros interiores de hormigón armado, considerar fisuración en algunos elementos de albañilería, considerar interacción suelo-estructura y el aporte de los elementos no estructurales. De esta manera los modelos más creíbles se acercarán en periodo a la estructura medida y representarían el comportamiento real observado. Luego de realizar los distintos análisis se llega a la conclusión de que el muro de albañilería confinada en la dirección transversal estaría actuando como un puntal en compresión y los otros muros en esa dirección se encuentran fisurados. Añadido a esto los elementos no estructurales, pese a no ser considerados como resistentes son capaces de contribuir al tomar un menor porcentaje de los esfuerzos de corte solicitantes.

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada principalmente a mi familia, quienes me han apoyado en toda esta trayectoria universitaria, dándome el cariño y las fuerzas necesarias para no rendirme y seguir adelante. Quiero agradecer en primer lugar a mi mamá, porque durante todos estos años se ha preocupado de que me encuentre bien íntegramente, me enseñó que una buena o mala nota no definía la persona que era, también que fallar en algo no necesariamente es un fracaso, sino más bien es un aprendizaje nuevo. A mi papá darle las gracias por mostrarme que todo tiene su lado bueno y su lado malo y que se debe aprender de esto, por enseñarme que uno tiene que saber valerse por sí mismo, que se debe luchar por lo que uno quiere y que pese a todos los conocimientos o bienes que uno pueda tener siempre se debe ser humilde, además, por tener la paciencia y el cariño de explicarme los conceptos que fueron difíciles de entender y ayudarme a ver las cosas desde otro punto de vista.. Quiero reconocer a mi hermano por enseñarme que cuando uno tiene habilidades en algo es se nota y se expresa sin internarlo, dale las gracias escucharme, hacerme reír y ser un amigo más con el que puedo contar. Quiero agregar a estos agradecimientos mi tata, quien hoy está en el cielo y a mi lela Julia que siempre se mostraron orgullosos de saber que estaba estudiando una carrera profesional.

Me gustaría dedicar también esta tesis a mis amigas, quienes también se encontraban trabajando en sus memorias, por todos esos lindos recuerdos que nos llevamos, esos almuerzos largos, esas semanas arduas que solo queríamos que llegaran los viernes, sin ellas todo este periodo no hubiese sido tan llevadero. Quiero sumar a estos comentarios a José Ignacio Bustos quien es un gran amigo de un corazón gigante, una de las personas más inteligentes que he tenido el gusto de conocer, muchas gracias por viajar de Melipilla para enseñarme la materia de los ramos que me costaron, por escucharme y por confiar en mí.

Agradecer también a mis compañeros de colegio que entendieron las inasistencias a las juntas de cursos y que pese a eso me siguieron apoyando cada vez que sabían que tenía alguna evaluación.

Finalmente, me gustaría agradecerle a la rama de natación por los buenos momentos, la excelente convivencia, todo el apañe y garra que le dedican a cada competencia. Muchas gracias a la entrenadora Mónica Vásquez, quien me ayudó a mejorar mucho en esto y me motivó a tomar más desafíos.

AGRADECIMIENTOS

En el siguiente apartado me gustaría agradecer a todas las personas que hicieron posible llevar a cabo este trabajo de título. Principalmente a los miembros de mi comisión y en particular al profesor Francisco Hernández y a la profesora Yolanda Alberto por su vocación como docentes, amabilidad para responder dudas y enseñar de manera dedicada y comprometida.

Además agradecer a Julián Carrillo por ayudarme con la recopilación de información del edificio que fue clave para el desarrollo final de la tesis.

Tabla de Contenido

Capítulo 1 : Introducción.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Metodología	3
1.4 Resultados esperados	5
Capítulo 2 : Revisión Bibliográfica.....	6
2.1 Información General	6
2.2 Tipos de Daños y Colapsos	7
2.3 Normativas	12
2.4 Suelo.....	13
2.5 Comportamiento de Materiales	14
2.6 Interacción Suelo-Estructura	21
2.7 Otro Caso de Estudio.....	27
Capítulo 3 : Edificio Estudiado.....	30
3.1 Descripción General	30
3.2 Sistema Estructural	32
3.3 Materiales y Elementos.....	36
3.4 Características del Suelo	40
3.5 Cargas solicitantes	41
Capítulo 4 : Antecedentes Adicionales.....	43
4.1 Vibración Ambiental.....	43
4.2 Registros de Aceleraciones.....	46
4.3 Respuestas del Suelo.....	50
Capítulo 5 : Resultados	53

5.1	Modelo Original	53
5.2	Modelo C: Sin Muros Interiores.....	62
5.3	Modelo D: Muros Interiores de Hormigón Armado	67
5.4	Modelo E: Considerando Interacción Suelo-Estructura.....	72
5.5	Modelo F: Modelo Original con Resortes Laterales	77
5.6	Modelo G: Resortes Laterales y Puntal en Compresión	81
5.7	Modelo H: Resortes Laterales, Puntal en Compresión e Interacción Suelo- Estructura	90
5.8	Modelo I: Consideración de Tabiquería	95
	Capítulo 6 : Análisis de Resultados y Conclusiones	100
6.1	Análisis de Resultados	100
6.2	Conclusiones y Recomendaciones	104
	Bibliografía.....	108
	Anexo.....	111

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Periodos y corte sísmico otro caso de estudio.....	29
Tabla 3.1: Distribución de muros en la altura.	34
Tabla 3.2: Relación entre densidad de muros por unidad de piso y el nivel de daño de edificios de albañilería. (Sturm Moreira, 2018a)	35
Tabla 3.3: Densidad de muro edificio de Génova para la planta baja.	35
Tabla 3.4: Valores promedios de las cuantías en las columnas.	36
Tabla 3.5: Valores promedios de las cuantías en las vigas.	36
Tabla 3.6: Propiedades hormigón (Mendoza, 1985).	37
Tabla 3.7: Propiedades albañilería (Meli & Reyes, 1971).	37
Tabla 3.8: Propiedades acero de refuerzo. Fuente: (Arthur H., 1999)	37
Tabla 3.9: Propiedades del suelo. (Jaime, Romo, & Ovando, 1987; Ramírez, 2018)	41
Tabla 3.10: Pesos por pisos.	42
Tabla 4.1: Periodos y profundidad del suelo para las estaciones.	48
Tabla 4.2: Rigideces y amortiguamientos obtenidos para Génova.	51
Tabla 4.3: Rigideces y amortiguamientos obtenidos para la estación SCT.....	52
Tabla 5.1: Elevaciones de piso.....	55
Tabla 5.2: Periodos modelo original.	55
Tabla 5.3: Deformaciones relativas. Modelo A.	57
Tabla 5.4: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo A.	59
Tabla 5.5: Esfuerzos del muro eje 3. Modelo A.	59
Tabla 5.6: Deformaciones relativas. Modelo B.	61
Tabla 5.7: Esfuerzos en muro planta baja eje 3. Modelo B.....	62
Tabla 5.8: Periodos modelo sin muros interiores.....	63
Tabla 5.9: Deformaciones relativas. Modelo C.....	65
Tabla 5.10: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo C.	67
Tabla 5.11: Periodos Modelo D.	67
Tabla 5.12: Deformaciones relativas. Modelo D.	69
Tabla 5.13: Esfuerzos de columnas de la planta baja, eje 3. Modelo D.	70
Tabla 5.14: Esfuerzos del muro en eje 3. Modelo D.	71
Tabla 5.15: Datos para verificar corte. Modelo D.	71

Tabla 5.16: Datos para verificar flexión. Modelo D	71
Tabla 5.17: Periodos modelo E.	72
Tabla 5.18: Desplazamiento relativo. Modelo E.....	74
Tabla 5.19: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo E.....	76
Tabla 5.20: Esfuerzos del muro en eje 3. Modelo E.	76
Tabla 5.21: Datos para verificar corte. Modelo E.	76
Tabla 5.22: Datos para verificar flexión. Modelo E.....	76
Tabla 5.23: Periodos modelo F.	77
Tabla 5.24: Deformación relativa. Modelo F.....	79
Tabla 5.25: Periodos modelo G.	83
Tabla 5.26: Deformación relativa. Modelo G.	84
Tabla 5.27: Solicitación de puntales. Modelo G	86
Tabla 5.28: Comparación modelo F y G.	86
Tabla 5.29: Periodos modelo H.....	90
Tabla 5.30: Comparación periodos y cortes basales. Modelo G y H.	91
Tabla 5.31: Deformación relativa. Modelo H.	92
Tabla 5.32: Solicitación de puntales. Modelo H.	94
Tabla 5.33: Periodos modelo I.	96
Tabla 5.34: Comparación periodos y cortes basales. Modelo H e I.	97
Tabla 5.35: Deformación relativa. Modelo I.....	98
Tabla 5.36: Solicitación de puntales. Modelo I.....	99
Tabla 6.1: Resumen periodos.	101
Tabla 6.2: Resumen cortes basales.....	102
Tabla 6.3: Deformación entre piso máxima dirección longitudinal y distorsion angular.....	102
Tabla 6.4: Esfuerzos representativos.....	102
Tabla 0.1: Propiedades del suelo.....	111
Tabla 0.2: Armadura columnas. Planta Baja.	122
Tabla 0.3: Armadura columnas. Nivel 1.	122
Tabla 0.4: Armadura columnas. Nivel 2 y 3.....	123
Tabla 0.5: Armadura columnas. Nivel 4.	124
Tabla 0.6: Armadura columnas. Azotea.	125
Tabla 0.7: Armadura vigas. Planta baja y Nivel 1.	125

Tabla 0.8: Armadura vigas. Nivel 2, 3 y 4.	126
Tabla 0.9: Armadura vigas. Azotea.	127

Índice de Figuras

Figura 2.1: Epicentro terremoto del 19 de septiembre de 2017. (Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, 2017).....	7
Figura 2.2: Histograma de edificios colapsados para el terremoto Mw=7.1 de CDMX según el número de pisos. (Galvis et al., 2017).....	8
Figura 2.3: Caso de colapso sistema de piso blando en planta baja. (Subrayado MX, 2018c)	8
Figura 2.4: Caso de falta de confinamiento. (Astroza, 2017; Galvis et al., 2017)	9
Figura 2.5: Colapso edificio de albañilería de 6 pisos. (Subrayado MX, 2018a).....	10
Figura 2.6: Edificio tipo esquina colapsado. (Subrayado MX, 2018b)	11
Figura 2.7: Histograma Distribución de acuerdo con el sistema estructural de los edificios colapsados durante el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en CDMX. (Galvis et al., 2017)	11
Figura 2.8: Zonificación de Ciudad de México. (Ochoa-Cornejo et al., 2019).....	14
Figura 2.9: Falla por aplastamiento. (Astroza I. & Schmidt A., 2004).....	16
Figura 2.10: Estados límites en la curva de histéresis de la albañilería confinada (Astroza I. & Schmidt A., 2004).....	17
Figura 2.11: Niveles de rendimiento y límites de deriva máximos (Chaulagain, Rodrigues, Spacone, & Varum, 2015).....	19
Figura 2.12: Muro a flexión.	20
Figura 2.13: Deflexiones causadas por una fuerza aplicada. (NEHRP, 2012).....	22
Figura 2.14: Ejes correspondientes a la fundación. (NEHRP, 2012)	24
Figura 2.15: Distancia al sello de fundación. (NEHRP, 2012)	25
Figura 2.16: a) Planta estructural del caso de estudio, b) Marco sin relleno, c) Marco completamente relleno, d) Marco parcialmente relleno (piso blando). Fuente: (Arteta et al., 2019)	28
Figura 2.17: Detallamiento columnas y vigas otro caso de estudio. (Arteta et al., 2019).....	29
Figura 3.1: Ubicación Génova (Gobierno del Distrito Federal, 2004).....	31
Figura 3.2: Edificio a estudio.(Google Maps, 2019)	32
Figura 3.3: Planta piso tipo. (Carrillo, 2019b).....	33
Figura 3.4: Curva tensión deformación albañilería.	38
Figura 3.5: Curva tensión deformación hormigón.....	38
Figura 3.6: Curva tensión deformación acero.	39
Figura 3.7: Deformación plástica. (Computers & Structures INC., 2004)	40
Figura 4.1: Croquis de los sensores para la vibración ambiental. (Carrillo, 2019a)	44

Figura 4.2: Espectro de densidad de potencia.	44
Figura 4.3: Diagrama de estabilidad.	45
Figura 4.4: Formas modales.	46
Figura 4.5: Estaciones cercanas a Génova (Google Earth Pro, n.d.).....	47
Figura 4.6: Periodos de suelo y profundidad (Pública & Distrito, 2004).	48
Figura 4.7: Resultados registros PCJR N00E y N90E	49
Figura 4.8: Resultados registros SCT N00E y N90E	49
Figura 4.9: Respuesta del Registro PCJR N00E, en los diferentes estratos.....	50
Figura 4.10: Respuesta del Registro PCJR N90E, en los diferentes estratos.....	51
Figura 5.1: Modelo Original.....	54
Figura 5.2: Vistas en planta del modelo original.	54
Figura 5.3: Espectros de aceleraciones y periodos para los modelos A y B.....	55
Figura 5.4: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo A.	56
Figura 5.5: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo A.....	57
Figura 5.6: Cortes por piso. Modelo A.	58
Figura 5.7: Comportamiento modelo A.	58
Figura 5.8: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo B.	60
Figura 5.9: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo B.....	60
Figura 5.10: Cortes por piso. Modelo B.	61
Figura 5.11: Comportamiento modelo B.	62
Figura 5.12: Modelo sin muros interiores.	63
Figura 5.13: Espectros de aceleraciones. Modelo C.	64
Figura 5.14: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo C.	64
Figura 5.15: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo C.....	65
Figura 5.16: Cortes por piso. Modelo C.	66
Figura 5.17: Comportamiento modelo C.	66
Figura 5.18: Espectros de aceleraciones. Modelo D.....	68
Figura 5.19: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo D.	68
Figura 5.20: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo D.....	69
Figura 5.21: Cortes por piso. Modelo D.	70
Figura 5.22: Comportamiento modelo D.	70
Figura 5.23: Espectros de aceleraciones. Modelo E.	73

Figura 5.24: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo E.	73
Figura 5.25: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo E.....	74
Figura 5.26: Cortes por piso. Modelo E.....	75
Figura 5.27: Comportamiento modelo E.....	75
Figura 5.28: Espectro de aceleración. Modelo F.	78
Figura 5.29: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo F.	78
Figura 5.30: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo F.	79
Figura 5.31: Cortes por piso. Modelo F.....	80
Figura 5.32: Comportamiento modelo F.....	80
Figura 5.33: Puntal en compresión (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001).....	82
Figura 5.34: Espectro de aceleración. Modelo G.....	83
Figura 5.35: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo G.....	84
Figura 5.36: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo G.....	84
Figura 5.37: Cortes por piso. Modelo G.	85
Figura 5.38: Comportamiento modelo G.	85
Figura 5.39: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo G.	86
Figura 5.40: Esfuerzos de corte en columnas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.	87
Figura 5.41: Esfuerzos de momento en columnas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.....	88
Figura 5.42: Cortes en vigas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.....	89
Figura 5.43: Momentos en vigas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.....	89
Figura 5.44: Espectro de aceleraciones. Modelo H.	90
Figura 5.45: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo H.....	91
Figura 5.46: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo H.	91
Figura 5.47: Cortes por piso. Modelo H.	92
Figura 5.48: Comportamiento modelo H.	93
Figura 5.49: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo H.	93
Figura 5.50: Fachada transversal. Modelo H.....	94
Figura 5.51: Vista 3D y planta piso tipo modelo I.....	95
Figura 5.52: Espectros de aceleraciones. Modelo I.	96
Figura 5.53: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo I.	97
Figura 5.54: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo I.	97
Figura 5.55: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo I.....	98

Figura 5.56: Esfuerzos de corte columnas fachadas y tabiques.....	99
Figura 6.1: Variación en el espectro.	103
Figura 0.1: Cimentación.	113
Figura 0.2: Planta baja.....	114
Figura 0.3: Mezzanine y primer piso.....	115
Figura 0.4: Piso tipo.....	116
Figura 0.5: Planta tipo 2.	117
Figura 0.6: Azotea.	118
Figura 0.7: Caseta elevador.	119
Figura 0.8: Fachada interior.....	120
Figura 0.9: Fachada a la calle.....	121

Capítulo 1

Introducción

1.1 Motivación

El 19 de septiembre de 2017 ocurre un sismo intraplaca ($M_w=7.1$) en la Ciudad de México significando el daño y colapso de varias estructuras, las cuales corresponden a edificios que presentaron algunas de las siguientes características: sistemas de losas planas con columnas de hormigón armado, piso blando en su planta baja (según se explica en subsección 2.2.1), separación insuficiente entre estructuras colindantes y efectos de torsión en la planta baja. Adicional a esto, Ciudad de México se caracteriza por ser una zona que presenta mala calidad del suelo debido a su origen lacustre, lo que produce un efecto de amplificación sísmica en la interacción del suelo, sobre estructuras más bien flexibles (piso blando).

Los daños y colapsos observados debido al terremoto fueron principalmente en edificaciones de menos de 10 pisos, las cuales en su mayoría ya eran existentes para el terremoto de 1985. Dentro de las consecuencias que ocasionó del sismo se encuentran 481 decesos, de los cuales 228 se encuentran en Ciudad de México, alrededor de 250000 personas fueron damnificadas. Sumado a esto, 360 edificios tuvieron que ser demolidos, lo que significó un costo de varios miles de millones de dólares (Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), 2017).

En cuanto a los reglamentos y normativas de construcción de Ciudad de México, éstos han cambiado considerablemente en el transcurso de los años. A pesar de lo anterior en los códigos no se exige que las edificaciones sean reforzadas para las solicitaciones que se especifican en normas emitidas posterior a la construcción de los edificios.

La presente tesis busca estudiar un edificio de Ciudad de México, analizando las demandas que generan los distintos registros del terremoto mencionado para posteriormente realizar una correspondencia entre los valores obtenidos y los valores reales que se adquirieron transcurrido el evento. A partir de los resultados obtenidos se espera saber por qué el edificio no sufrió un daño significativo. Finalmente se espera hacer una correlación entre las columnas que fueron dañadas en los edificios de Ciudad de México con los casos de daño en Chile en muros con solicitaciones axiales altas y elementos de borde poco detallados.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El trabajo de título tiene el fin de modelar y reproducir la respuesta sísmica ante el registro de aceleraciones del terremoto del 19 de septiembre de 2017 correspondiente a la zona en la cual se encuentra ubicado el edificio de la Ciudad de México. Además, se busca obtener la respuesta de la construcción ante el registro de aceleraciones de la misma zona, pero donde se presentaron la mayor cantidad de daños y colapsos de edificios, para poder comparar el comportamiento. Finalmente se espera realizar un modelo simplificado para analizar la interacción suelo-estructura del edificio.

Como herramienta computacional para la modelación se va a utilizar ETABS y posteriormente para comparar con los registros propios del edificio va a usar el programa MATLAB.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos de esta memoria son los siguientes:

- Recopilar antecedentes, base de datos y planos estructurales de un edificio que se encuentre en Ciudad de México.
- Encontrar registros de aceleraciones correspondientes a la ubicación del edificio y registros cercanos y los ubicados en las zonas de más daño.

- Obtener las demandas de aceleración, velocidad y desplazamientos para los registros.
- Determinar los períodos del edificio de la vibración ambiental.
- Realizar correcciones adecuando el modelo entregado en formato ETABS, a los planos entregados correspondiente a un edificio de Ciudad de México.
- Aplicar al modelo original los distintos registros de aceleraciones del terremoto del 19 de septiembre de 2017.
- Verificar que el comportamiento del modelo original coincida con el caso real.
- Analizar el comportamiento de la estructura con el registro, variando dimensiones y distribución de los elementos estructurales de ser necesario.
- Estudiar su comportamiento y analizar si presenta daño la estructura para los distintos casos.
- Considerar la interacción suelo-estructura para un análisis simplificado.
- Concluir por qué el edificio no fue dañado ante el terremoto del 19 de septiembre de 2017.
- Obtener una correlación entre los muros de los edificios que sufrieron daño para el terremoto del 27 de febrero del 2010 en Chile y las columnas dañadas para el terremoto de Ciudad de México.

1.3 Metodología

1.3.1 Recopilación de Información

Inicialmente se recopila bibliografía pertinente al terremoto de México del 19 de septiembre de 2017, propiedades del suelo, materiales típicos de construcción, normas de diseño utilizadas con sus principales características. Seguido a esto se estudian las causas recurrentes para los casos de daños y colapsos de los edificios en Ciudad de México. En paralelo, se recopilan los manuales del programa a utilizar y se realiza un estudio de su funcionamiento lineal y no lineal.

1.3.2 Modelación de Edificio

Para realizar la modelación de la estructura son revisados los planos de las elevaciones y las plantas, propiedad de bienes inmuebles “San Jorge”, además de fotos y un modelo computacional inicial del edificio realizado con el programa computacional ETABS, estos datos junto con datos de una vibración ambiental realizada en el edificio fue toda la información entregada. Con el material entregado se extrae y se contrasta la información correspondiente al edificio tanto de ubicación y fecha de construcción como de dimensiones, detallamiento, sollicitaciones y materiales. Con la información clara, el modelo se adapta a los cambios que pudo verse afectado, en el Anexo B se encuentran adjuntos los planos del edificio.

1.3.3 Elección de Registros de Aceleración

Para definir que registros de aceleraciones son utilizados en los análisis del modelo se tiene en consideración la zona en la que ubica el inmueble y los lugares donde se observaron la cantidad más significativa de casos de colapso y daño dentro de ésta. En la sección 4.2 se muestran las estaciones correspondientes.

1.3.4 Cambios Estructurales

Si el modelo original no presenta un comportamiento similar al de la estructura real, se analiza el modelo con variaciones estructurales posibles, que puedan representar de manera más realista el edificio. Estas son: considerar la dilatación de los muros presentes en la caja de ascensor y modelar muros interiores de hormigón armado. Una vez encontrado el modelo más representativo se estudia el porqué del comportamiento sísmico. Finalmente, se analiza el modelo original con cambios que lo asemejen a las estructuras mexicanas que presentan la planta baja como estacionamientos, con el fin de observar el comportamiento de éstos.

1.3.5 Comparación de Modelos

Se realiza una comparación de los diferentes diseños estructurales realizados para determinar como afectan los parámetros en la respuesta de la estructura y los elementos que condicionan el comportamiento. Adicionalmente, se evalúa la respuesta de la estructura ante las diferentes demandas sísmicas.

1.4 Resultados esperados

Con este estudio se espera simular el comportamiento de un edificio de Ciudad de México ante distintos registros de aceleraciones obtenidos del terremoto de 19 de septiembre de 2017. Se espera que, al analizar el modelo con el registro cercano al edificio, éste no presente ningún indicio de daño, los desplazamientos tengan un comportamiento correspondiente a un sistema de marcos y que su conducta sea lineal. Por lo demás, al realizar el análisis con los datos de la zona en que se presentaron la mayor cantidad de colapsos, se espera observar un aumento en las demandas de la estructura, sin embargo, se espera que la construcción muestre un comportamiento casi lineal debido a la alta rigidez de la estructura y su bajo periodo natural en comparación al periodo del depósito de suelo en el lugar que se emplaza (se espera que la estructura no esté exactamente en una condición de doble resonancia).

Sumado a lo anterior se espera que considerar la dilatación de los muros favorezca el comportamiento de la edificación.

Con relación al detallamiento de la estructura y realizando una comparación con el caso chileno, se espera concluir que las cuantías de fierro son bajas. Además, se espera documentar la importancia de especificar la cantidad y separaciones de las armaduras en los distintos elementos. Añadido a esto se busca señalar la diferencia e importancia del sistema estructural que se utiliza, el cual repercute en un comportamiento sísmico. Se espera contrastar el caso chileno, donde se utiliza un sistema de muros con alta densidad, con el sistema mexicano el cual se sustenta en marcos de hormigón con piso blando en la planta baja.

Capítulo 2

Revisión Bibliográfica

En esta sección se recopila información pertinente al caso de estudio; donde los principales antecedentes son referidos a Ciudad de México y sus tipos de construcciones.

2.1 Información General

Ciudad de México se localiza en el centro del país dentro del Valle de México a una altura promedio de 2642 m.s.n.m y posee una superficie de 1493 km². Esta ciudad se encuentra en una zona con gran actividad sísmica producto de la interacción de cinco placas tectónicas: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos. La subducción de esta última bajo la placa norteamericana se realiza a una tasa de convergencia de 6 cm/año siendo la causante de la mayoría de los sismos.(Gobierno de la Ciudad de México, 2019)

El reporte especial del (Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, 2017) otorga la siguiente información: el 19 de septiembre de 2017, a las 18:14:40 hora GMT (13:14:40 hora local del centro de México) ocurrió un sismo de falla normal de profundidad intermedia (intraplaca) de magnitud Mw=7.1 a una profundidad de 57 km con epicentro entre Puebla y Morelos con coordenadas 18.40 latitud N y -98.72 longitud W, a una distancia aproximada de 120 km de Ciudad de México, el evento sísmico tuvo una aceleración máxima de suelo de 0.2 g en la

estación Lomas Estrella (LEAC), Iztapalapa, Ciudad de México, significando el daño y colapso de numerosas estructuras.

En la Figura 2.1 se puede observar la interacción de las placas presentes en el territorio de México, sumado a esto se encuentra el epicentro del terremoto del 19 de septiembre de 2017 y los sismos más relevantes. Se aprecia que el mayor número de sismos son del tipo interplaca tipo thrust como es el terremoto del 12 de septiembre de 1985 Mw=8.1.

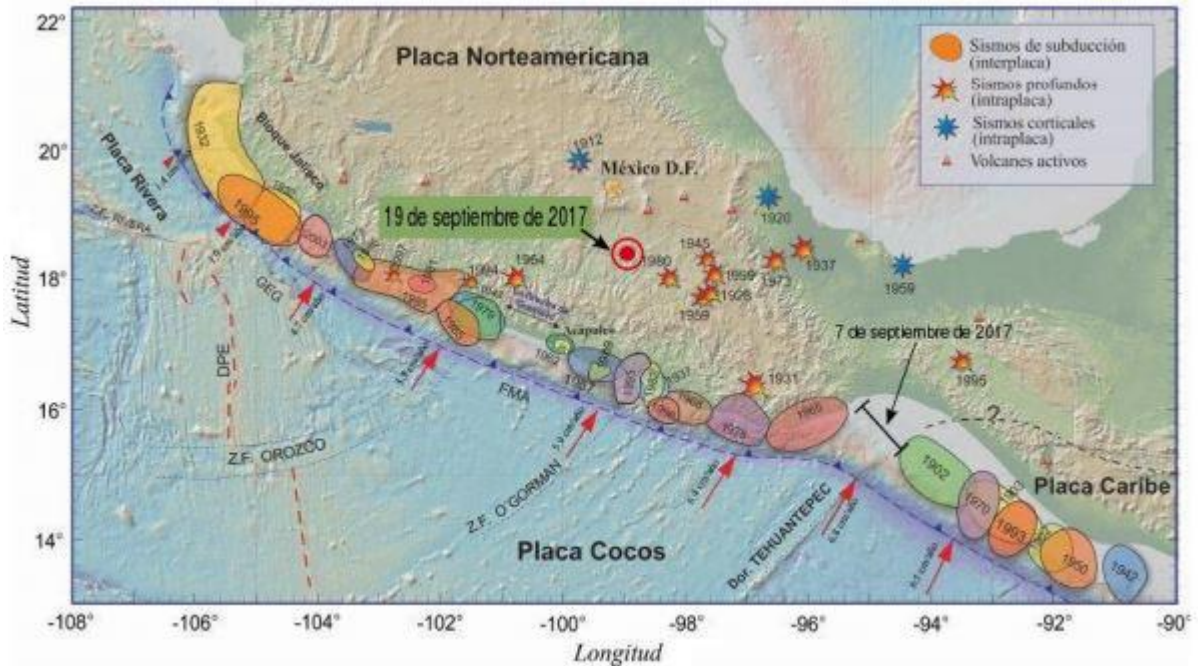


Figura 2.1: Epicentro terremoto del 19 de septiembre de 2017. (Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, 2017)

2.2 Tipos de Daños y Colapsos

En la siguiente sección se hace mención a las principales causas de colapsos de estructuras durante el terremoto Mw=7.1 de Ciudad de México. En total se registraron 44 estructuras colapsadas de hasta 12 pisos, las cuales se encontraban en las zonas IIIa y IIIb principalmente, además se tienen 360 edificios que deben ser demolidos o reforzados y un total de 1136 que son reparables. (Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), 2017)

A continuación, se muestra un histograma (Ver Figura 2.2), el cual fue realizado a partir de la información obtenida: buscando los casos de edificios colapsados, es decir, que su estructura resistente fue dañada al punto de ser inhabitable e irreparable, estos fueron graficados según la cantidad de pisos de la estructura, se puede apreciar que los edificios colapsados son de menos de 12 pisos y la mayor concentración se encuentran entre 5 y 6 pisos.

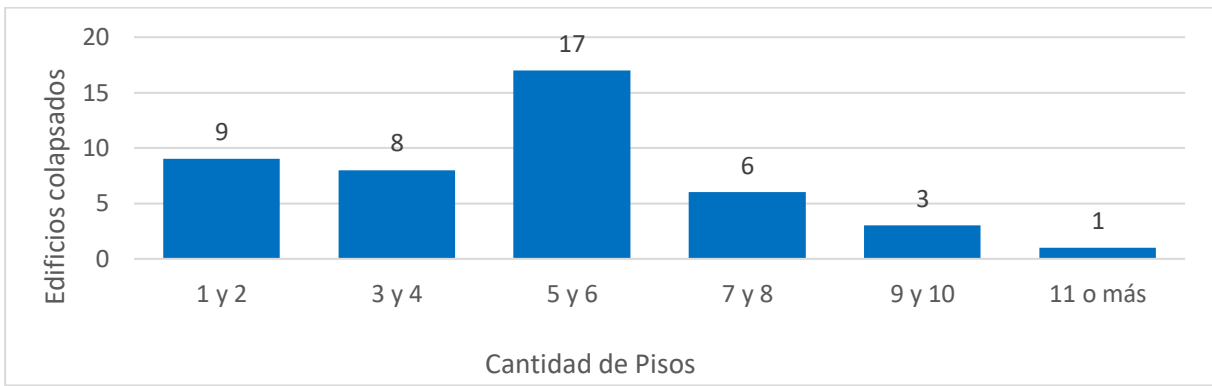


Figura 2.2: Histograma de edificios colapsados para el terremoto Mw=7.1 de CDMX según el número de pisos. (Galvis et al., 2017)

2.2.1 Estructuras de hormigón armado

Las estructuras que colapsaron para el 19 de septiembre en su mayoría estaban basadas en un sistema de piso blando en la planta baja, es decir, se tiene una configuración de marcos en donde las columnas no pueden controlar las deformaciones producidas debido a la flexibilidad de la losa (San Bartolomé, 2010). Este sistema aporta una baja rigidez transversal y/o longitudinal y se origina debido a que el primer piso no posee muros estructurales que resistan las solicitudes del sismo debido a que la planta baja es comúnmente utilizada para uso de estacionamientos. Ver Figura 2.3.



Figura 2.3: Caso de colapso sistema de piso blando en planta baja. (Subrayado MX, 2018c)

Sumado a esto, muchos edificios presentan un sistema de losas planas, es decir, no poseen vigas en la configuración losa-columna. Lo anterior ocasiona una baja rigidez del sistema y momentos negativos significativos en las losas produciendo punzonamiento y deformaciones mayores. Finalmente existe una falla por corte en la columna debido a que el sistema trabaja como un voladizo, donde el momento se traslada a la parte baja al no tener rigidez en encuentro con la losa por la falta de viga.

Adicionalmente existen casos donde hay una separación excesiva en los estribos por lo cual los esfuerzos de corte no son resistidos completamente. Ver Figura 2.4. Además, la falta de confinamiento en zona de nudos reduce la ductilidad de la estructura, generando pandeo de barras, fisuras en vigas y columnas (Galvis et al., 2017).



Figura 2.4: Caso de falta de confinamiento. (Astroza, 2017; Galvis et al., 2017)

2.2.2 Albañilería

A partir de los peritajes que se realizaron en Ciudad de México se puede destacar que el daño observado de estructuras de albañilería confinada se concentró en estructuras altas (6 pisos), como se puede ver en la Figura 2.5, este edificio se encontraba en la parte sur de CDMX, cercana a la plaza Salvador Allende donde el suelo presentaba un periodo natural cercano a los 0.7 segundos. Es decir, cercano a la frecuencia fundamental de estructuras de albañilería de 6 pisos como las que se muestra. Cabe mencionar que en Chile se construye hasta 4 pisos con este sistema estructural.

Muchos de los casos de colapso no cuentan con refuerzos estructurales y existe una falta de confinamiento en aberturas (Astroza, 2017), además para la albañilería se alcanzan demandas mayores a sus resistencias, debido a la baja densidad de muros de estos. Por otro lado, el uso de relleno de albañilería no dilatada (o instalada sin control) dispuesta de forma asimétrica genera excentricidad en planta, provocando que las columnas se dañen por torsión, debido al incremento sísmico de esfuerzos sumado por la torsión en planta. Cabe mencionar que la Gaceta Oficial Del Distrito Federal de Ciudad de México no considera indicaciones específicas respecto a cómo incluir la albañilería dilatada en estructuras.



Figura 2.5: Colapso edificio de albañilería de 6 pisos. (Subrayado MX, 2018a)

2.2.3 General

Los principales colapsos que se vieron en su mayoría fueron causados debido a que los edificios se encontraban situados en las esquinas lo que implica que la fachada que da a la calle no posee relleno y los muros perimetrales opuestos a la calle presentan muros de albañilería generando excentricidades en la estructura. En la Figura 2.6 se puede observar el tipo de estructura mencionada, además se puede visualizar una rigidez intermitente, producto de que en el 2º y el 4º piso muestran ventanas reduciendo significativamente la rigidez en el sentido longitudinal, pero tienen muros en el sentido transversal. En cambio, los pisos 3 y 5 poseen muros en la dirección longitudinal pero no transversal. Por otro lado, en los edificios esquinas se han registrados daños producto de impactos con sus estructuras colindantes debido al movimiento sísmico y la poca separación entre ellos.

Por otra parte, algunos de los daños ocurridos se presentaron en la fundación dado que las cargas de la estructura superaban la capacidad de soporte del suelo generando asentamientos diferenciales y rotación remanente de la estructura.

Otros factores que influyeron en el colapso de edificios en Ciudad de México hacen referencia al impacto de estructuras de diversa altura, principalmente en el caso de una construcción atrapada entre dos de menor altura. Adicionalmente, las estructuras que fueron construidas previas a 1985 son las que resultaron más dañadas. (Gómez, Arellano, González, & Juárez, 2019)



Figura 2.6: Edificio tipo esquina colapsado. (Subrayado MX, 2018b)

En la Figura 2.7 se muestra un histograma con la cantidad de edificios colapsados según su tipo de estructuración, a partir de esta se puede observar que las estructuras que presentaron un mayor número de colapsos fueron las que presentaban un sistema de losas planas con columnas de hormigón armado y las que presentaron la menor cantidad de colapsos fueron las que se construyeron en base a mezcla de acero y hormigón. (Galvis et al., 2017)

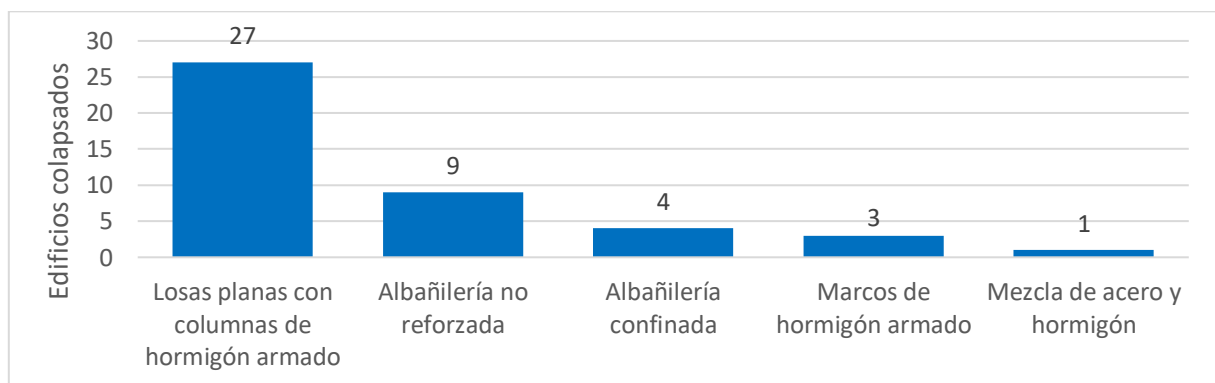


Figura 2.7: Histograma Distribución de acuerdo con el sistema estructural de los edificios colapsados durante el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en CDMX. (Galvis et al., 2017)

Cabe mencionar que el periodo fundamental de los depósitos de suelo depende significativamente del espesor de suelo en CDMX. Por tanto, el periodo fundamental del suelo

varía significativamente incluso en pocas cuadras dentro de CDMX. Eso hace que algunas estructuras tengan el efecto de doble resonancia, mientras otras con características similares no sufran daño significativo tan solo a pocas cuadras ya que no son sujetas al efecto de doble resonancia. Pese a esto, construcciones de las mismas características, procesos constructivos y tiempo de construcción no sufrieron daños, evidenciando problemas de diseño y ejecución en obra.(Perrilliat, 2019)

2.3 Normativas

Basado en el artículo descrito por Perilliat (2019) se hace una recopilación histórica de la evolución que ha tenido la normativa de ciudad de México para el diseño Sísmico de edificios.

- En 1920 se tiene el primer código mexicano basado en esfuerzos admisibles para el análisis y diseño sísmico de estructuras.
- En 1942 se actualiza el reglamento, incrementando en un 33% los esfuerzos admisibles comparado con el primer código mexicano, asimismo se comienzan a considerar requerimientos para el diseño sísmico, incluyendo coeficientes sísmicos que relacionan la aceleración del sismo supuesto y la aceleración de gravedad. Estos coeficientes varían de 0 a 0.1 y dependen de la clasificación que tenga la estructura según su importancia, donde 0 es para cualquier construcción aislada, cuya falla por temblor no pueda ocasionar daños a otras estructuras ni seres humanos y 0.1 corresponde a edificaciones que sea indispensable que permanezcan intactas. Sumado a lo anterior se limitan las construcciones a 35 metros de altura.

Con el paso de los años y la ocurrencia de sismos que han significado el daño y colapso se ha tenido que modificar la normativa de diseño sísmico de México, los cambios que se han realizados se resumen a continuación:

- En 1957 fundan las primeras normas de emergencia, se aumenta el coeficiente sísmico a 0.2 el que depende del terreno y sistema estructural. Se establecen tres tipos de terreno; fondo del lago (altamente compresibles), transición (medianamente compresibles) y lomeríos (baja compresibilidad). Se clasifican las estructuras por importancia. Se obliga el análisis dinámico para estructuras mayores a 45 m y se tiene como alternativa diseñar por resistencia última. Se limita la deformación lateral de entre pisos a 0.2% y se añaden consideraciones para evitar efectos de torsión.
- En 1966 se establecen 2 tipos de terreno, el primero de alta compresibilidad y el segundo de baja compresibilidad. Además, son establecidos tres tipos de análisis sísmico: simplificado, estático y dinámico.
- En 1976 se actualiza el reglamento y la Norma de diseño sísmico. El diseño por resistencia última se usa para estructuras de hormigón y albañilería, para el acero se utilizan los esfuerzos admisibles y para el resto se diseña por estados límites. Se vuelven a establecer tres

tipos de terreno: firme, transición y blando, para este último se incrementa el coeficiente sísmico de 0.2 a 0.24. Se añade el factor de comportamiento sísmico (Q'), el cual reduce el espectro de respuesta y las fuerzas de sísmicas de diseño son calculadas con él. Esta resistencia sísmica queda en función a su ductilidad (Q) que varía entre 1 a 6. Para las deformaciones relativas de entre piso se consideran los estados límites de servicio y se limitan según la importancia de la estructura a un 0.8% para las con mayor importancia y a 1.6% para las de baja importancia.

- En 1985 se crean nuevas Normas Técnicas de Emergencia en la cual se aumentan los coeficientes sísmicos y espectros de diseño, además del factor de reducción de respuesta elástica varía de 1 a 4 conforme a las disposiciones estructurales. Se exigen más requisitos para el detallamiento del confinamiento de elementos de hormigón armado.

- En 2004 se clasifican las estructuras por su importancia en tres tipos, se establecen tres acciones de carga gravitacional: permanentes, variables y accidentales. Se realiza la microzonificación sísmica para la zona de suelo blando y se define el espectro de diseño en función del periodo del suelo T_s .

2.4 Suelo

Dado que Ciudad de México fue fundada donde antiguamente existían los lagos de Xochimilco y Texcoco el suelo presenta distintas características y propiedades. Esto motiva a realizar una adecuada zonificación de los suelos existentes en este territorio. En el artículo (Ochoa-Cornejo, Pasten, Hernandez, & Astroza, 2019) los autores explican las propiedades del suelo y realizan observaciones respecto a las consecuencias que significó el sismo ocurrido en 2017. A partir del documento se extraen las principales características de las 3 zonas principales del Valle de México.

Zona I: Se encuentra en las partes con mayor altitud dentro del valle y más periféricas, esta se caracteriza por presentar suelo firme, principalmente formaciones rocosas. En la superficie es común encontrar depósitos de arena suelta. El suelo de esta zona es poco compresible y de alta resistencia.

Zona II: También llamada zona de transición, en esta se encuentran capas de arena y limos arenosos intercalando con capas de arcillas lacustres. Esta zona es interacción entre la zona I y la zona III por lo que hay una vasta variedad de suelos.

Zona III: Esta se encuentra ubicada en donde se localizaban los lagos de Xochimilco y Texcoco. El tipo de suelo corresponde a depósitos lacustres que generalmente se encuentran cubiertos con rellenos artificiales y suelos aluviales, también se encuentran arcillas altamente compresibles, intercaladas con capas de arena con contenidos de arcillas y limos. Esta zona presenta alto contenido de agua y contribuye a la amplificación sísmica de las ondas.

La zona III se subdivide en cuatro subzonas IIIa, IIIb, IIIc y IIId dependiendo de la profundidad de los depósitos de arcilla.

Como consecuencia de las zonas de suelo blando con presencia de agua existe amplificación de las ondas sísmicas. En la Figura 2.8 se puede apreciar la zonificación de Ciudad de México y los respectivos periodos.

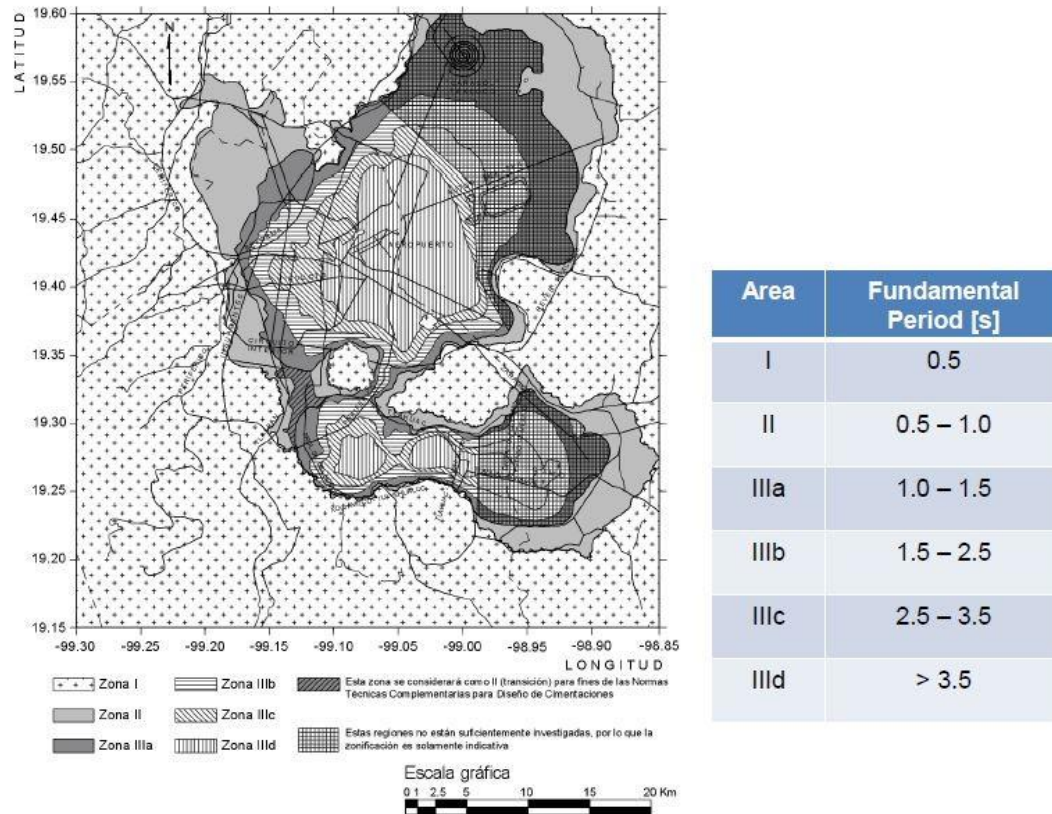


Figura 2.8: Zonificación de Ciudad de México. (Ochoa-Cornejo et al., 2019)

2.5 Comportamiento de Materiales

2.5.1 Albañilería Confinada

Bajo los antecedentes de colapsos en Ciudad de México, Chile y en otras zonas sísmicas es posible ver que edificaciones con presencia de albañilería simple, no satisfacen las condiciones que se requieren para tener un desempeño sísmico adecuado, dado que presentan fallas frágiles y bajas resistencias y por tanto incompatibles con edificaciones de más de tres pisos. Lo anterior se puede mejorar de manera significativa confinando la albañilería con pilares (columnas) y

cadena (vigas) de hormigón armado, lo cual hace que el muro trabaje como un todo aumentando su ductilidad.

Por estos motivos es necesario que estas estructuras muestren un buen desempeño en donde sea controlado el daño de las estructuras, evitando el agrietamiento que pueden sufrir los muros ante cargas gravitacionales como peso propio, sobrecargas y cargas laterales como sismos. El agrietamiento es controlado por la capacidad a resistir tracción de la unidad y el mortero cuando se produce el agrietamiento se reduce significativamente la rigidez residual del muro; en cambio cuando se dispone de pilares y cadenas confinando al paño de albañilería se aumentan las presiones en la albañilería aumentando su resistencia o evitando agrietamiento excesivo (i.e., aumenta su ductilidad). Sumado a esto el buen desempeño consiste fundamentalmente en evitar el colapso de la estructura, lo cual se logra con un buen refuerzo, es decir, las barras de acero deben cumplir con cuantías mínimas, elementos de confinamiento y detallamiento debe ser claro. (Astroza I. & Schmidt A., 2004)

La albañilería sin refuerzos posee una baja resistencia a las tracciones, por ello posee una baja capacidad para resistir solicitaciones sísmicas, para aumentar la capacidad a tracción de los muros de albañilería se confina con pilares y cadenas de hormigón armado, una vez agrietado el paño se tiene disipación de energía y la capacidad de deformarse lateralmente en el plano. La albañilería confinada si bien aumenta la capacidad de deformación inelástica que tiene el muro no contribuye en el aumento de la resistencia al corte que esta posee (Sturm Moreira, 2018b).

Para que los pilares y cadenas realicen un confinamiento adecuado se deben tener varias consideraciones como: los vanos de albañilería deben ser aproximadamente cuadrados, por ello la separación de los pilares debe controlarse, la albañilería debe ir dentada para proveer una correcta adherencia entre las unidades de albañilería y los elementos confinantes de hormigón para producir una correcta trabazón. Alternativamente, puede utilizar una trabazón mecánica entre las unidades de albañilería y los pilares de confinamiento con el uso de refuerzos de acero. Para reducir la resistencia de la albañilería con perforaciones se debe cumplir que éstas no deben superar el 30 por ciento del área bruta de la unidad, entre otras disposiciones definidos en la normativa NCh 2123 (Instituto Nacional de Normalización, 1997) para el caso chileno.

Dentro de los tipos de falla típicas que se pueden producir en un muro de Albañilería confinada son (Astroza I. & Schmidt A., 2004):

- Flexión: Generalmente ocurre en muros esbeltos, con solicitudes de tracción considerables en los pilares. Ocurre fluencia en armaduras longitudinales y en el talón del muro se genera una falla por compresión.
- Corte por deslizamiento: Debido a una falla de la adherencia de la junta se produce un deslizamiento horizontal a lo largo de esta. Esto genera el efecto de columna corta en los pilares.
- Corte: Se agrieta diagonalmente la albañilería dado a las tracciones diagonales que se generan en el paño. Es necesario confinar los pilares y cadenas para que se no siga propagando

la falla. La resistencia de corte que puede presentar una albañilería de bloque de hormigón es de $\tau_m = 3.8 \text{ kgf/cm}^2$ (Meli & Reyes, 1971)

- Aplastamiento por compresión diagonal: Ocurre cuando se separa la albañilería de los pilares y cadenas que lo confinan, generando un efecto puntal que provoca tensiones de compresión en las esquinas del muro, pudiendo producir falla por aplastamiento. (Ver Figura 2.9).

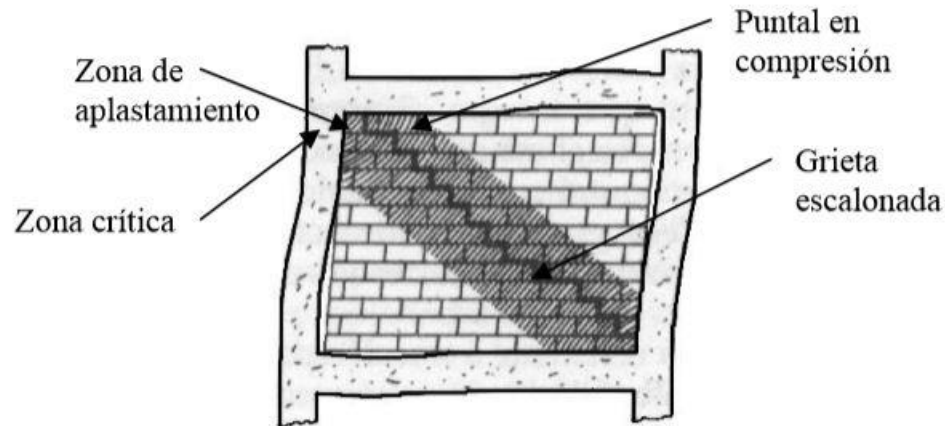


Figura 2.9: Falla por aplastamiento. (Astroza I. & Schmidt A., 2004)

Los estados límites de muros de albañilería se encuentran definidos según el daño de la estructura, el cual se relaciona con la distorsión angular presente en estos. Dentro de los reconocen M. Astroza y A Schmidt (2004) se encuentran:

Último nominal (ELU): En este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.

Resistencia (ELR): El muro alcanza la máxima capacidad de carga, presenta un daño importante pero tiene un margen de seguridad contra el colapso parcial o total.

Daño controlado (ELDC): se presenta la formación de un patrón de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay riesgo para las personas.

Operacional (ELO): inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.

Servicio (ELS): se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.

En la Figura 2.10 se muestran los estados límites en la curva de histéresis de la albañilería confinada.

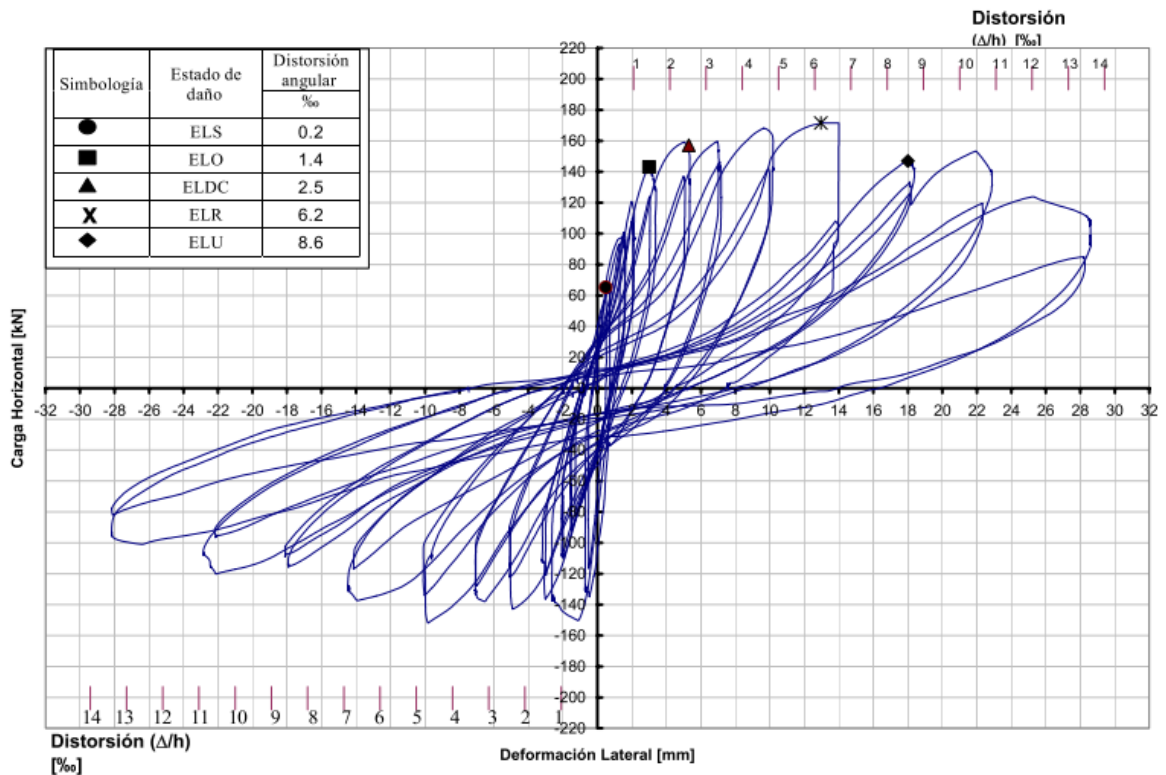


Figura 2.10: Estados límites en la curva de histéresis de la albañilería confinada (Astroza I. & Schmidt A., 2004)

No obstante, todo lo anterior, aun cuando siempre se recomienda el uso de una albañilería confinada (o también armada, pero no es el caso de estudio), no se debe perder de vista que el confinamiento y el buen detallamiento de las armaduras de refuerzo en las zonas críticas mejora el comportamiento dúctil y permite una deformación mayor antes de observar el colapso final. Sin embargo, cuando son sobre pasados los esfuerzos de corte en los muros se debe recurrir al aporte de otros elementos estructurales para poder resistirlos, en el caso de ser de albañilería los marcos de hormigón armado debiesen ser capaces de resistirlos. Por otro lado, tener muros de hormigón armado y más densidad de muros en general, produciría una distribución más uniforme de los esfuerzos, aliviando los muros más críticos.

2.5.2 Hormigón Armado

Como es sabido, el hormigón puede llegar a tener grandes resistencias a la compresión y por ende una buena resistencia al corte, por otra parte, el acero con un adecuado detallamiento logra confinar al concreto, aporta al corte y otorga gran resistencia a la tracción. Si a lo anterior agregamos un buen control (industrialización) en la calidad de los materiales, sumado a un adecuado diseño y detallamiento se logra un material que en su conjunto se llama hormigón armado y que logra tener importantes propiedades como son:

- Durabilidad

- Resistencia al fuego
- Homogeneidad
- Resistencia a la compresión
- Resistencia al corte
- Resistencia a la tracción
- Ductilidad

Por lo anterior, la mayoría de las edificaciones de mediana o gran altura poseen elementos estructurales de hormigón armado. Los cuales, si no se construyen adecuadamente, pueden sufrir fallas causando grandes pérdidas humanas y económicas. En algunos países se han observado defectos de construcción tales como: uso de hormigón de baja resistencia, cuantías de armadura longitudinal bajas, gran separación entre estribos, falta de confinamiento entre unión viga-columna, entre otras, las que han incidido en el colapso estructural (Rizwan, Ahmad, & Khan, 2018). En el caso chileno se ha observado una insuficiencia en los refuerzos longitudinales de esquina y en su confinamiento transversal de muros tipo L o T producto de la flexo-compresión y excentricidad del eje neutro.

Según lo explicado, se hace hincapié que para un buen desempeño es necesario que este material este acompañado de las especificaciones y detallamientos adecuados, como así también riguroso control en obra.

Los elementos estructurales de hormigón armado que componen mayoritariamente los edificios corresponden a: vigas, columnas, losas, muros y fundaciones. Estos deben trabajar en conjunto y de manera solidaria, de modo tal de constituir un sistema que sea capaz de disipar la energía sin causar daños que puedan comprometer la integridad de la estructura. En este sentido es muy importante el detallamiento de la enfierradura, en especial a lo que se refiere a las zonas críticas, de modo que se generen rótulas plásticas, donde el daño este concentrado en elementos que puedan proveer una ductilidad adecuada y no comprometan la integridad del edificio. De no estar debidamente detalladas estas pueden significar la disminución de la rigidez de la estructura, provocando fallas locales que desencadenen una falla global en la construcción. En otras palabras, es deseable una estructura altamente hiperestática que se pueda mantener a lo largo de toda la(s) sollicitación(es).

Dentro de los tipos de falla que pueden ocurrir en los elementos de hormigón que pueden llegar a generar colapsos de los edificios se encuentran:

- Poca resistencia al corte de los muros debido a la falta de estos y escasez de columnas. Los esfuerzos de corte son mayores en la base por lo que las densidades de muros en ambas direcciones principales del edificio deben ser suficientes para resistirlas. Para el caso de edificios con Marcos o pórticos sísmicos se deben cumplir criterios como el de columna fuerte y viga débil además de proveer un sistema estructural que pueda resistir las cargas sísmicas de la estructura incluyendo un refuerzo transversal para proveer confinamiento en los nudos suficiente de manera que estructura se comporten una forma dúctil durante un sismo.

- Si la respuesta sísmica de la estructura genera grandes deformaciones ocurre una gran concentración de esfuerzos axiales, corte y momento principalmente en los extremos de las columnas, en la Figura 2.11 se indican los valores de deformaciones relativas entre el piso típica que se ocupan para los diferentes niveles de desempeño de una estructura de hormigón armado del tipo marco en porcentajes. Lo anterior puede generar el pandeo de las barras que se generan en los elementos de bordes de muros altamente comprimidos y la formación de grietas en los extremos de las columnas. Para evitar esto es necesario tener un correcto detallamiento, un refuerzo longitudinal suficiente y estribos que se dispongan en las zonas críticas en la cual se produce plastificación y logren confinar las barras. Además de esta manera se logra evitar la falla por corte (Murillo Jiménez, 2004).

Performance Level	FEMA-356	Ghobarah (2004)	
	RC buildings	Non-ductile MRF	Ductile MRF
Slight damage (fully operational)	0.20	0.20	0.40
Moderate damage (operational)	0.50	<0.50	<1.0
Extensive damage (life safety)	1.50	0.80	1.80
Near collapse	2.50	>1.0	>3.0

Figura 2.11: Niveles de rendimiento y límites de deriva máximos (Chaulagain, Rodrigues, Spacone, & Varum, 2015).

- Si las uniones viga-columna no son adecuadas la resistencia, rigidez y capacidad de deformación se ven alteradas, lo que ocasiona problemas de adherencia, corte y confinamiento disminuyendo así la capacidad resistente de la estructura. Para evitar lo anterior es importante que la columna desarrolle toda su capacidad de resistencia, de modo tal que en caso extremo falle la(s) viga(s) que concurren al nudo antes que la columna pues esta situación genera una rótula disipando energía, pero evita un colapso indeseado en el caso que fallara antes la columna que normalmente acarrea asentamientos importantes complicando en extremo cualquier reparación posterior. (Murillo Jiménez, 2004)

En el código de diseño de hormigón armado ACI 318 (Comité ACI 318, 2014) son establecidos una serie de requisitos para asegurar el buen comportamiento dentro de los elementos de hormigón armado. A continuación, son especificados algunos de ellos de manera simplificada que serán utilizados más adelante para corroborar el buen comportamiento de los elementos:

Resistencia al corte de un muro: Esta forma considera que el aporte a compresión es constante.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.1)$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}hd \quad (2.2)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.3)$$

Donde:

$f'_c [MPa]$: Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.

$f_y [MPa]$: Fluencia del acero.

$A_v [mm^2]$: Área de refuerzo cortante.

$S [mm]$: Espaciamiento

$d [mm]$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Para determinar la armadura a flexión del elemento de borde se realiza un equilibrio de fuerzas en el muro considerando que está solicitado por una carga de compresión y otra de momento, donde las incógnitas son la longitud a compresión (c) y el área de la armadura de borde. Se supone que tiene una armadura repartida mínima y se computa el momento de las armaduras en el centro de compresiones. Ver Figura 2.12.

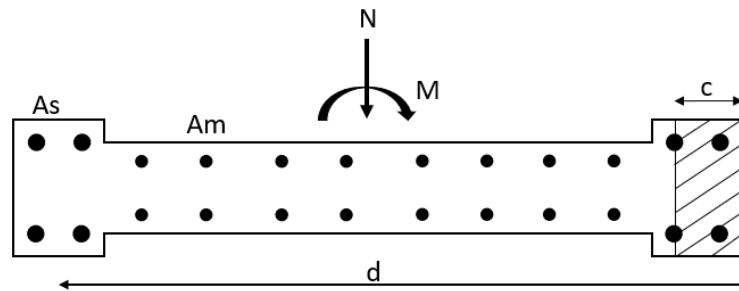


Figura 2.12: Muro a flexión.

2.5.3 Sistema Estructurales Mixtos

Es común que en construcciones coexistan más de un sistema estructural, tales como: muros de albañilería (confinados o no), muros de hormigón armado, marcos de hormigón armado, sistemas arriostrados, etc. El aporte relativo de cada sistema dependerá de sus rigideces relativas que dependerán de las dimensiones, esbeltez, densidad o cantidad (muros o pilares), materialidad (módulo de elasticidad), ubicación en planta, continuidad de los elementos, etcétera.

En general los muros compactos (H/L) tienden a deformarse por corte por lo que su falla suele ser frágil. Para evitar una falla frágil de corte, cuando se trata de albañilería, se confina esta

última con pilares y cadenas de hormigón, lo que permite que la albañilería siga resistiendo aun cuando haya presentado grietas de corte. Para esto las dimensiones y el armado de los elementos de confinamiento deben ser suficientes para evitar un deslizamiento del paño confinado. Lo anterior permite una falla más dúctil, un control de deformaciones lo que se traduce en fallas menores de fácil reparación. (Murillo Jiménez, 2004)

Por otro lado, si el muro es esbelto ($\frac{H}{L} > 5$) dominan los efectos de flexio-compresión, además al ser menos rígidos producto de su esbeltez y tratándose de albañilería, compiten en la “responsabilidad” estructural con los marcos de hormigón armado, es decir, corresponde a una estructuración mixta en la cual todos los elementos en conjunto son igualmente necesarios para mantener un comportamiento global adecuado. (Murillo Jiménez, 2004)

2.6 Interacción Suelo-Estructura

El comportamiento real que tiene una estructura ante un evento sísmico se puede ver modificada debido a la interacción que existe entre ésta con la fundación y el suelo en cual se funda. Este efecto es conocido como interacción suelo-fundación-estructura y en él se incluye el comportamiento flexible del suelo que incrementa los periodos naturales del sistema (NEHRP, 2012).

Considerar la relación que existe entre las características del suelo y la estructura repercute modificando la respuesta dinámica de la estructura generando cambios en los desplazamientos laterales, del corte basal, del momento volcante y del desplazamiento relativo de entre pisos. Sumado a esto las condiciones locales del sitio pueden ocasionar amplificaciones y variaciones en el movimiento sísmico del suelo (Avilés & Pérez-Rocha, 1998).

Los efectos de la interacción suelo-estructura inciden significativamente en la respuesta estructural, ya que el periodo fundamental de la estructura se modifica debido a la interacción y su efecto tendrá relación con el tipo de suelo. Lo anterior hace que la respuesta pueda acrecentarse o verse reducida al considerar la interacción suelo-estructura. Dependiendo donde se encuentre el periodo fundamental, el espectro de respuesta puede repercutir negativa o positivamente en la estructura. Algunos estudios han mostrado que los efectos de la interacción son significativos solo para estructuras de período corto. Sin embargo, tales efectos pueden ser muy importantes para estructuras de período medio y largo cuando los períodos del suelo son altos como los de Ciudad de México. (Avilés & Pérez-Rocha, 1998). En particular, quedó en evidencia con el terremoto en Chile del 27 de febrero de 2010 que un mal comportamiento de estructuras más bien flexibles en suelos blandos. Efecto que si bien estaba considerado al considerar un espectro en conformidad al Vs30, no fue de manera suficiente y posterior a las evidencias y nuevos estudios se modificó la normativa incrementando los espectros de diseños a las estructuras flexibles emplazadas en suelos más bien en suelos blandos (Instituto Nacional de Normalización, 2012). Esto también hace muchos años ya se evidenció en Ciudad de México con

el terremoto de 1985 donde una gran cantidad de edificios altos (flexibles) colapsaron (250) en los terrenos blandos de esta ciudad (Milenio Digital, 2019).

Según todo lo observado es relevante evaluar si el efecto de la interacción suelo-estructura es relevante, teniendo en cuenta la baja rigidez de las diatometas que constituyen la cuenca de CDMX.

En cuanto a la interacción suelo-estructura esta se suele disgregar en efectos inerciales y cinemáticos debido a que las cargas dinámicas generan deformaciones entre el suelo y la fundación afectando a la flexibilidad que existe entre ellas. La interacción inercial ocurre debido a los esfuerzos de corte basal y momento que generan desplazamientos inerciales y rotacionales en la base de la fundación, estos pueden significar flexibilización y disipación de energía en el sistema (NEHRP, 2012). El efecto cinemático se origina debido a que la componente sísmica puede variar respecto al nivel del sello de fundación.

El método empleado se basa en un sistema de un grado de libertad de base fija, cuyo periodo se encontraría definido por la ecuación (2.4), en donde se tiene una estructura con una rigidez, k y masa, m . En la Figura 2.13 se considera un sistema de un grado de libertad sobre una base flexible modelada con tres resortes: verticales (k_z), horizontales (k_x) y rotacionales (k_{yy}). Al sistema se le aplica una fuerza, F , en la dirección x lo que genera deflexiones relativas de la estructura producto de la fuerza, otra debido a la deformación del resorte horizontal y debido a una deflexión rotacional producto del momento ($\theta \cdot h$).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.4)$$

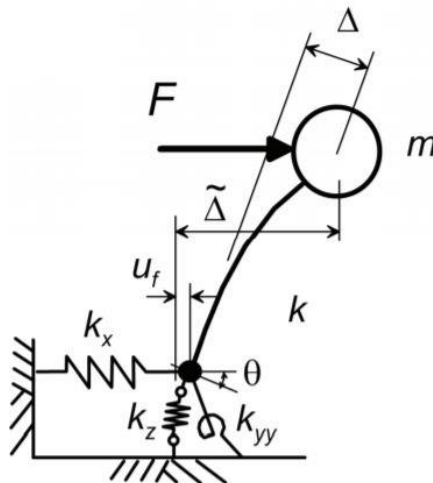


Figura 2.13: Deflexiones causadas por una fuerza aplicada. (NEHRP, 2012)

El alargamiento de periodo que tendrá la estructura dependerá de la altura del centro de masas del primer modo (h), ancho ($2B$) y largo ($2L$) de la fundación y la velocidad de onda de corte del suelo (V_s) que se relaciona con el módulo de corte (G) y la densidad del suelo (ρ_s) de la forma mostrada en la ecuación (2.5). El coeficiente de Poisson del suelo afecta a la rigidez y

amortiguamiento generado por la interacción entre la fundación y el suelo en cual esta se sustenta. Añadido a esto el comportamiento del sistema se verá afectado por la amortiguación asociada a la interacción suelo-fundación, donde la amortiguación de la fundación (β_f) se compone de dos partes: la contribución de la histéresis del suelo (β_s) y el efecto de la radiación geométrica en un espacio semi-infinito (β_x, β_{yy}) (NEHRP, 2012).

$$V_s = \sqrt{G \cdot \rho_s} \quad (2.5)$$

El módulo de corte del suelo de fundación (Ver ecuación (2.6)) que será empleado en los cálculos de la estructura se obtiene de la Gaceta Oficial del Distrito Federal (Pública & Distrito, 2004).

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (2.6)$$

Donde:

$\gamma [kN/m^3]$: Peso volumétrico medio del suelo.

$H_s [m]$: Profundidad de los depósitos firmes profundos del sitio de interés.

$T_s [s]$: Periodo predominante del suelo.

En la siguiente ecuación se muestra la función impedancia (\bar{k}_j), donde j representa el modo de desplazamiento o rotación, ω es la frecuencia angular, k_j y c_j corresponden a la rigidez del sistema y amortiguamiento asociado a la interacción suelo-fundación.

$$\bar{k}_j = k_j(1 + 2i\beta_j) \quad (2.7)$$

$$\beta_j = \frac{\omega c_j}{2k_j} \quad (2.8)$$

Donde:

$\omega [rad/s]$: Frecuencia angular.

β_j : Tasa de amortiguamiento para el desplazamiento o rotación a lo largo del eje j .

A continuación, se explicará brevemente el funcionamiento de las ecuaciones de Pais and Kausel (1988) para la rigidez y el amortiguamiento utilizadas para realizar el análisis interacción suelo-estructura considerando una fundación poco profunda, de base rectangular, rígida y suelos uniformes en un medio con velocidad de onda de corte (V_s).

Las ecuaciones siguientes son las soluciones elásticas para la rigidez estática para fundaciones rectangulares en la superficie del suelo a lo largo de los ejes (x, y y z) y alrededor de los ejes (xx, yy y zz). Ver Figura 2.14.

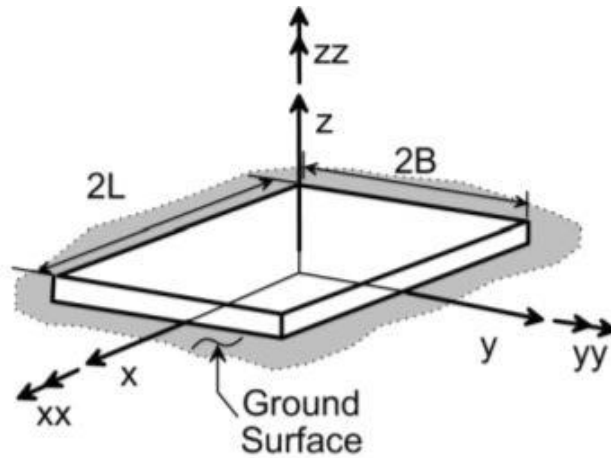


Figura 2.14: Ejes correspondientes a la fundación. (NEHRP, 2012)

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (2.9)$$

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (2.10)$$

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (2.11)$$

$$K_{zz,sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right] \quad (2.12)$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (2.13)$$

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad (2.14)$$

A continuación, son mostrados los factores de corrección para fundaciones profundas, donde D es la distancia de la superficie hasta el sello de fundación. Ver Figura 2.15.

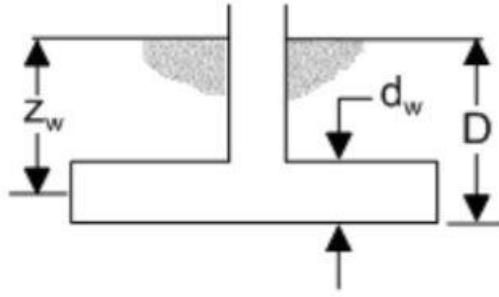


Figura 2.15: Distancia al sello de fundación. (NEHRP, 2012)

$$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (2.15)$$

$$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (2.16)$$

$$\eta_x \approx \eta_y \quad (2.17)$$

$$\eta_{zz} = \left[1.0 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (2.18)$$

$$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (2.19)$$

$$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (2.20)$$

Las siguientes ecuaciones son los modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación para radiación para zapatas rígidas.

$$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} \right) + a_0} \right] \quad (2.21)$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 1.0 \quad (2.22)$$

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1} \right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 3(L/B - 1)} \right) + a_0^2} \right] \quad (2.23)$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right] \quad (2.24)$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 - 0.01\sqrt{L/B - 1})a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right] \quad (2.25)$$

$$a_0 = \omega B/V_s \quad (2.26)$$

Los siguientes términos son modificadores del amortiguamiento dinámico y relaciones de amortiguación para fundaciones profundas.

$$\beta_z = \left[\frac{4[\Psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (2.27)$$

$$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \Psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (2.28)$$

$$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\Psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (2.29)$$

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[3 \left(\frac{L}{B}\right) \left(\frac{D}{B}\right) + \Psi \left(\frac{L}{B}\right)^3 \left(\frac{D}{B}\right) + 3 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \left(\frac{D}{B}\right) + \Psi \left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \left(\frac{L}{B}\right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3}\right) \left[\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right] \quad (2.30)$$

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[\frac{L^3 D}{B^4} + \frac{\Psi D^3 L}{B^4} + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + \frac{3DL^2}{B^3} + \Psi \left(\frac{L}{B}\right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{L}{B} + \Psi\right) \left(\frac{D}{B}\right)^3 \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right] \quad (2.31)$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[\left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + \frac{\Psi L D^3}{B^4} + \frac{3DL}{B^2} + \Psi \left(\frac{L}{B}\right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{\Psi L}{B} + 1\right) \left(\frac{D}{B}\right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB}\right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (2.32)$$

$$\Psi = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)} \quad (2.33)$$

Donde:

ν : Coeficiente de Poisson del suelo.

2.7 Otro Caso de Estudio

En la publicación de (Arteta et al., 2019) se estudia la respuesta sísmica de un edificio prototipo de 6 pisos sometido a los registros del terremoto del 19 de septiembre de 2017, con esto se busca explicar el daño observado en estructuras que presenten las siguientes configuraciones: marcos de hormigón armado rellenos parcialmente con albañilería o totalmente rellenos.

La planta estructural y elevaciones del caso de estudio se muestran en la Figura 2.16. Se hicieron tres variaciones a la estructura para considerar diferentes condiciones posibles de construcción cuando ocurrió el terremoto: un marco de hormigón sin relleno, un marco de hormigón completamente lleno y un marco de hormigón parcialmente relleno, estos comprenden de 4 vanos de viga en la dirección EW y 3 vanos en la dirección NS, con un largo de 6 metros cada una. La losa que une los elementos verticales tiene un espesor de 10 cm y se encuentra apoyada en las vigas, sumado a esto se considera diafragma rígido. Para el diseño la resistencia del hormigón a compresión se considera $f'_c = 28 \text{ MPa}$, la cual por normativa mexicana se reduce por un factor de 0.8, el acero se asume Grado 60 con una tensión de fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$. Para todos los elementos de hormigón el módulo elástico es de 16700 MPa como se indica en las Normas Técnicas Complementarias (1976).

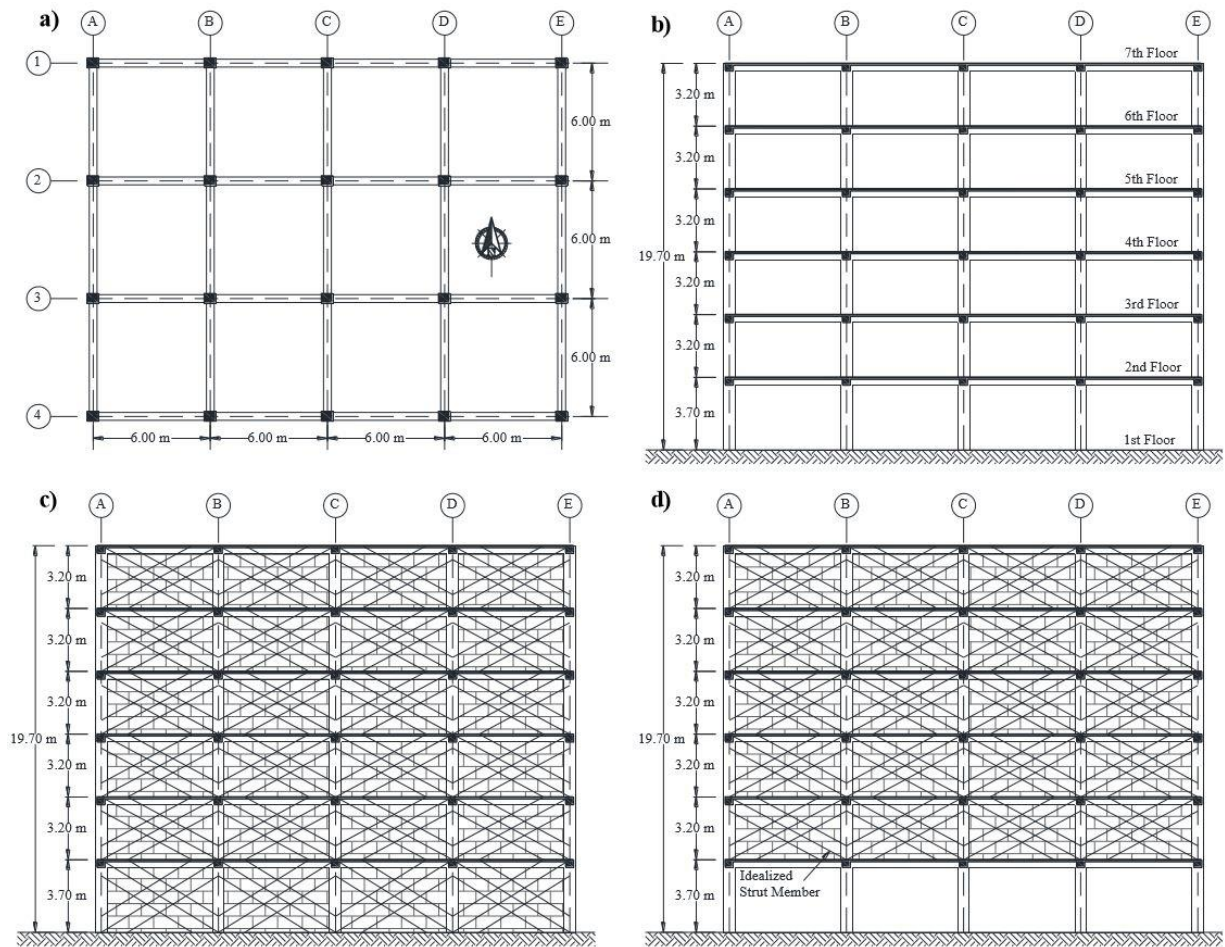


Figura 2.16: a) Planta estructural del caso de estudio, b) Marco sin relleno, c) Marco completamente relleno, d) Marco parcialmente relleno (piso blando). Fuente: (Arteta et al., 2019)

En el estudio se realizaron dos verificaciones estructurales para las diversas configuraciones de edificios, uno con ductilidad $Q=2$ y el otro con ductilidad $Q=4$. Además, se considera una variación en las cuantías y dimensiones de vigas y columnas, principalmente en el primer piso para el refuerzo longitudinal, ver Figura 2.17.

	Model	ID	Section	Longitudinal reinforcement	Transverse reinforcement
Columns	Q = 2	1A, 1E, 2A, 2E	60 × 50 cm	1 st story: $\rho = 2.39\%$ 2 nd to 5 th story: $\rho = 0.53\%$ 6 st story: $\rho = 0.75\%$	No. 3 Rectangular hoop + rectangular tie @ 20 cm for the entire height
		1B, 1C, 1D, 2B, 2C, 2D	60 × 50 cm	1 st story: $\rho = 2.55\%$ 2 nd story: $\rho = 0.75\%$ 3 rd to 6 st story: $\rho = 0.53\%$	No. 3 Rectangular hoop + rectangular tie @ 20 cm for the entire height
	Q = 4	1A, 1E, 2A, 2E	50 × 50 cm	1 st story: $\rho = 0.64\%$ 2 nd to 5 th story: $\rho = 0.52\%$ 6 st story: $\rho = 0.64\%$	No. 3 Square hoop + square tie @ 10 cm near joint @ 20 cm elsewhere
		1B, 1C, 1D, 2B, 2C, 2D	50 × 50 cm	1 st story: $\rho = 0.77\%$ 2 nd to 6 th story: $\rho = 0.52\%$	No. 3 Square hoop + square tie @ 10 cm near joint @ 20 cm elsewhere
Beams	Q = 2		40 × 40 cm	1 st to 3 rd story: Top: $\rho = 1.88\%$, Bot: $\rho = 0.84\%$ 4 th to 6 th story: Top: $\rho = 1.54\%$, Bot: $\rho = 0.58\%$	No. 3 Square hoop @ 20 cm entire length
	Q = 4		40 × 40 cm	1 st to 3 rd story: Top: $\rho = 1.14\%$, Bot: $\rho = 0.44\%$ 4 th to 6 th story: Top: $\rho = 0.99\%$, Bot: $\rho = 0.44\%$	No. 3 Square hoop @ 10 cm near joint @ 20 cm elsewhere

Figura 2.17: Detallamiento columnas y vigas otro caso de estudio. (Arteta et al., 2019)

Para los estudios, se realizó un análisis estático lineal. En el modelo elástico no se consideró la reducción de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón y el deslizamiento del refuerzo de las conexiones, ni a la existencia de rellenos.

La superficie por planta que tiene el edificio es de 432 m^2 y el peso por unidad de área para cada piso considerando las cargas muertas es de 7.7 kN/m^2 , lo cual da un peso sísmico total de $W=20000 \text{ kN}$. El corte sísmico (V_s) en la base se estima con el uso del coeficiente sísmico (c) de 0.24 para suelos blandos.

Los periodos fundamentales elásticos obtenidos para el diseño de las estructuras de marco sin relleno para ambas ductilidades se muestran en la Tabla 2.1, además de esto se muestran los valores del corte sísmico.

Tabla 2.1: Periodos y corte sísmico otro caso de estudio.

	Q=2	Q=4
T N-S	1.46 s	1.49 s
T E-W	1.35 s	1.45 s
V_s de diseño (reducido por Q') N-S	2484 kN	1218 kN
V_s de diseño/W	12.4%	6.1%

El comportamiento de los edificios se realizó con la demanda representativa del terremoto de Puebla de 2017 mediante análisis inelásticos que consideran los efectos de carga estática y dinámica, para modelar los elementos no lineales se utilizó plasticidad distribuida y secciones de fibra, el corte fue modelado con resortes elásticos. Para esto se utilizó software Sistema abierto para simulación de ingeniería sísmica, (OpenSees) en dos dimensiones de un marco estructural en la dirección EW para análisis no lineales.

Capítulo 3 :

Edificio Estudiado

3.1 Descripción General

El edificio en estudio se emplaza en calle Génova #70, Ciudad de México, ubicado en las coordenadas: latitud 19.425° y longitud -99.163° (Ver Figura 3.1) entre la calle Liverpool y Londres. La zona sísmica correspondiente es la IIIb según la Gaceta Oficial del Distrito Federal (Pública & Distrito, 2004). El inmueble fue construido en 1954, es decir, su diseño se debió regir según la normativa del año 1942 y a la fecha ha resistido los terremotos de 1957 (Mw=7.8), 1985 (Mw=8.1) y 2017 (Mw=7.1), ha presentado daños menores en las fachadas exteriores producto del impacto con los edificios contiguos de 2 pisos.



Figura 3.2: Edificio a estudio.(Google Maps, 2019)

3.2 Sistema Estructural

El edificio posee 6 pisos teniendo una altura de 19.51 m y sobre estos se encuentra una pequeña sala de servicios quedando en una altura total de 22.60 m. La altura de entrepiso para la planta baja (mezzanine) es de 3.76 m y para el resto de los niveles es de 3.15 m.

El sistema estructural se confecciona de un sistema de pórticos de hormigón armado cuyas características de la planta se describe por cuatro columnas en la dirección Norte-Sur (transversal) a 4.55 m, 4.65 m y 4.55 m de separación entre ellas. En la otra dirección longitudinal se observan corridas de seis columnas a un distanciamiento de 4.45 m. Las vigas que unen las columnas para formar los marcos van en ambas direcciones y en la dirección Este-Oeste (transversal) se tienen vigas secundarias a la mitad de la luz de las vigas longitudinales que cortan el vano (Ver Figura 3.3). Lo anterior da una planta de 13.75 m x 22.25 m, quedando una superficie en planta total de $306 m^2$.

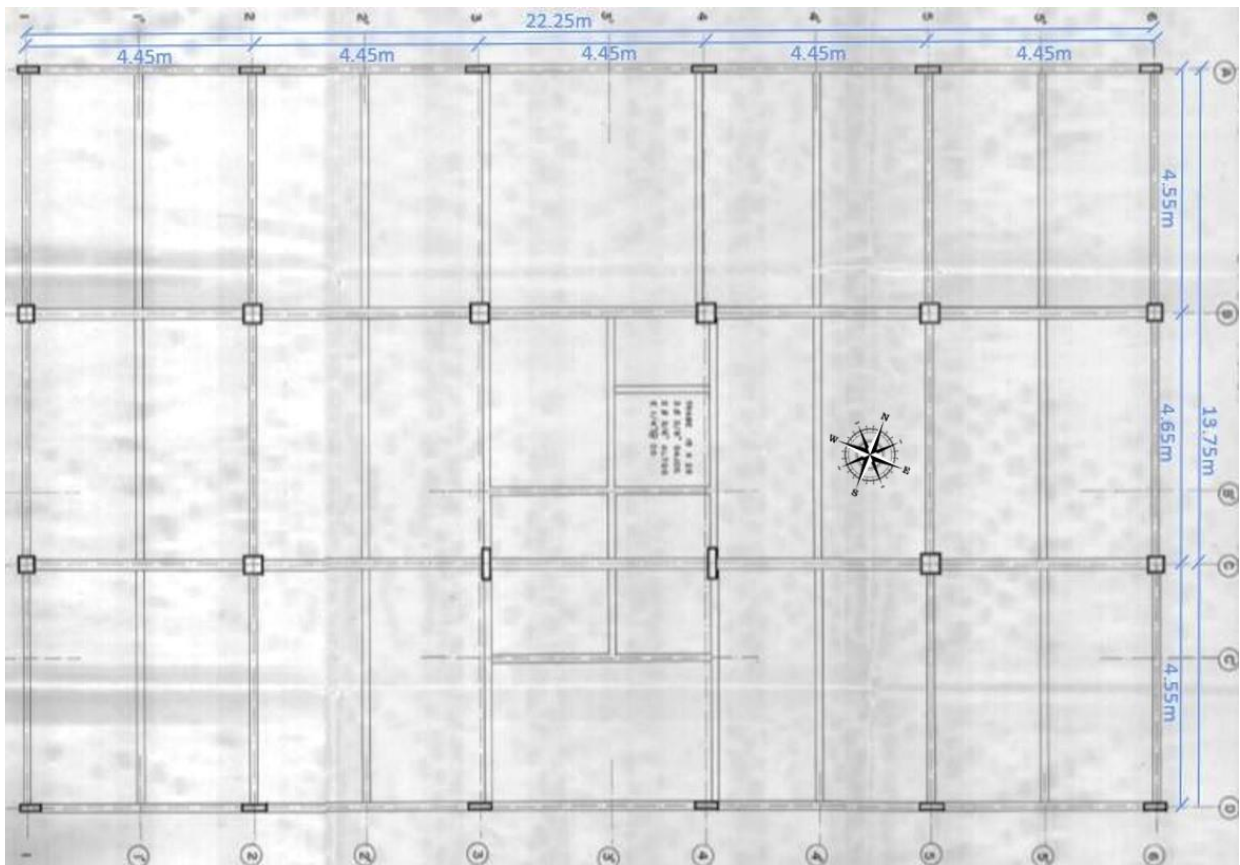


Figura 3.3: Planta piso tipo. (Carrillo, 2019b)

Los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales están conectados por vigas en ambas direcciones sobre las cuales se apoya una losa de hormigón armado de 10 centímetros de espesor. Esta losa se considera diafragma rígido.

Observando la fachada que da hacia la calle (Ver Figura 3.2), se ve un muro bajo en el plomo exterior el cual es coincidente con las ventanas y detrás se asoman las columnas y vigas, entre estos elementos no hay conexión, por lo cual se considera el antepecho de mampostería como peso.

La fachada perteneciente a la dirección larga del edificio corresponde a marcos rellenos con albañilería de bloque, la cual no está dilatada de los marcos estructurales, es portante de cargas y trabaja en conjunto con la estructura de concreto que la confina. En la otra dirección se presenta en un eje un muro de albañilería de bloque confinada y los otros muros corresponde a albañilería del mismo material.

Los muros de albañilería que se posicionan entre vigas y columnas que poseen un espesor de 15 cm, aportan rigidez al sistema y se encuentran distribuidos en su mayoría en la dirección Este-Oeste. En la Tabla 3.1 se muestra como se distribuyen los muros en la altura de la estructura, donde se puede apreciar que al área de los muros en la dirección longitudinal es aproximadamente 4 veces más grande que en la dirección transversal (dirección corta).

Tabla 3.1: Distribución de muros en la altura.

Piso	h [m]	$h_{acumulada}$ [m]	A_{planta} [m ²]	A_{muro_long} [m ²]	A_{muro_trans} [m ²]
Conserje	3.15	22.66	28.48	1.63	1.67
Azotea	3.15	19.51	269.62	6.30	1.67
N4	3.15	16.36	269.62	6.30	1.67
N3	3.15	13.21	269.62	6.30	1.67
N2	3.15	10.06	269.62	6.30	1.67
N1	3.15	6.91	269.62	6.30	1.67
Planta Baja	3.76	3.76	305.94	9.47	2.53
			Total	42.60	12.56

En Chile se ha visto que un buen comportamiento sísmico para estructuras de albañilería confinada o armada se da cuando la densidad de muros es igual o mayor a un 3.5% para edificios de 4 pisos con una altura de 2.3 m, donde la densidad de muros se define como la razón entre las áreas de los muros en una dirección y el área total de la planta (Ver ecuación (3.1)). Otra forma más precisa de relacionar la densidad de muros con el grado de daño se determina con la fórmula (3.2). Esta se basa en la experiencia de Chile, México y Perú reunida en los últimos 25 años (En ésta se toma en consideración la cantidad de pisos o área en planta total de la estructura además de un factor de corrección producto del material que constituye la albañilería). En la Tabla 3.2 se muestra la relación entre estas densidades y el daño en edificios de albañilería, siendo $d_{n1} > 1.2\%$ un valor densidad de muro adecuado para el diseño sísmico chileno (Sturm Moreira, 2018^a).

$$d = \frac{\sum_{i=1}^m A_{mi}}{A_p} \times 100 [\%] \quad (3.1)$$

$$d_{n1} = \frac{\sum_{i=1}^m A_{mi} \times (FC_{mat})_i}{n \times A_p} \times 100 [\%] \quad (3.2)$$

Donde:

d_{n1} [%]: Densidad de muro en el primer piso.

m [-]: Número de muros en la dirección analizada.

A_{mi} [m²]: Área de la sección transversal del muro “i” del primer piso en la dirección analizada.

FC_{mat} [-]: Factor de corrección por capacidad resistente del material del muro (0.4 para bloques de hormigón).

n [-]: Número de pisos del edificio.

A_p [m²]: Área de la planta del edificio.

Tabla 3.2: Relación entre densidad de muros por unidad de piso y el nivel de daño de edificios de albañilería. (Sturm Moreira, 2018a)

Nivel de Daño	Grado de Daño	$d_{n1}[\%]$
Leve	0-1	$1.0 \leq d_{n1}$
Moderado	2	$0.8 \leq d_{n1} < 1.0$
Severo	3	$0.5 \leq d_{n1} < 0.8$
Grave	4-5	$d_{n1} < 0.5$

Para el edificio en estudio se calcula la densidad de muro de las dos formas mencionadas, los resultados se pueden observar en la Tabla 3.3. En estos se aprecia que la densidad de muro es baja para cualquiera de las formas utilizadas y que la estructura podría llegar a tener un nivel de daño grave. En caso que se tome como base densidad de muros que se emplea para el diseño de edificios de albañilería armada o confinada del caso chileno, observándose si la estructura estudiada no es exactamente una estructura de albañilería confinada, sino más bien un sistema mixto de marcos de hormigón armado y con rellenos de albañilería simple. En general, la evaluación un sistema mixto como el que tiene la estructura no es simple ya que este no se corresponde ni a criterios de diseño basados únicamente los principios de diseño de albañilerías confinadas ni a pórticos de hormigón armado.

Tabla 3.3: Densidad de muro edificio de Génova para la planta baja.

Piso	$d_x[\%]$	$d_y[\%]$	$d_{n1x} [\%]$	$d_{n1y} [\%]$
Planta Baja	3.13	0.84	0.21	0.06

Para realizar el análisis del edificio fueron revisados los planos arquitectónicos, los cuales presentan información sobre la geometría y refuerzos estructurales de los diversos elementos del edificio. En el Anexo B se encuentran los planos otorgados. A partir de ellos se pudo obtener las dimensiones de columnas y vigas con el detallamiento respectivo, posteriormente se determina la cuantía longitudinal con la ecuación (3.3). Para el cálculo de la cuantía transversal, se aplican las fórmulas (3.4) y (3.5) dependiendo de la dirección de análisis.

$$\rho_{long} = \frac{\sum A_{barra}}{b \cdot h} \cdot 100 [\%] \quad (3.3)$$

$$\rho_{transx} = \frac{2A_{barra}}{(b - 2rec) \cdot S} \cdot 100 [\%] \quad (3.4)$$

$$\rho_{transy} = \frac{2A_{barra}}{(h - 2rec) \cdot S} \cdot 100 [\%] \quad (3.5)$$

Donde:

$\rho_{trans}[\%]$: Cuantía transversal.

$A_{barra} [cm^2]$: Área de la barra de acero.

b [cm]: Ancho elemento.

h [cm]: Largo elemento.

rec [cm]: Recubrimiento.

S [cm]: Separación de estribos.

En la Tabla 3.4 se muestran los promedios de las cuantías longitudinales y transversales que se definen en los planos para las columnas del edificio Génova. Al comparar con el caso de estudio señalado en el subcapítulo 2.7 para ductilidad $Q=4$ se obtiene que, el refuerzo longitudinal de las columnas del edificio Génova es mayor. No obstante, la cuantía de las columnas no supera 1% (Cuantía mínima para columnas especificadas por la ACI 318) (Comité ACI 318, 2014), lo cual podría generar una falla frágil de estas columnas. En cuanto a las cuantías transversales se tiene que en la dirección x los valores son levemente menores al caso (Arteta et al., 2019).

Tabla 3.4: Valores promedios de las cuantías en las columnas.

Piso	ρ Longitudinal [%]	ρ Transversal [%]
PB	0.86	0.085
N1	1.23	0.175
N2 Y N3	1.11	0.11
N4	0.96	0.12
AZ	0.96	0.145

En la Tabla 3.5 se visualizan las cuantías para las vigas del edificio de Génova. En el caso de la armadura longitudinal superior (Top) se puede apreciar que los valores son bastante similares al de (Arteta et al., 2019). Sin embargo, el edificio Génova posee el doble de la armadura transversal e inferior (bottom).

Tabla 3.5: Valores promedios de las cuantías en las vigas.

Piso	ρ Long. Top [%]	ρ Long. Bottom [%]	ρ Transversal [%]
PB y N1	1.12	0.87	0.58
N2, N3 y N4	1.00	0.78	0.58
AZ	1.05	0.85	0.66

De lo anterior se puede decir que el edificio de Génova posee más armadura que una estructura tipo de 6 pisos con marcos de hormigón armado rellena de albañilería.

3.3 Materiales y Elementos

La memoria se basa en los materiales en los que fue diseñado el modelo realizado con el programa computacional ETABS, a continuación, se muestra la información respecto a las propiedades de los materiales que fueron utilizados para el diseño y construcción del edificio. En

la Tabla 3.6 se muestran las propiedades para los elementos de hormigón como vigas, columnas y losas.

Tabla 3.6: Propiedades hormigón (Mendoza, 1985).

Tipo de material	[–]	=	Concreto Isotrópico
Peso por unidad de volumen	[tonf/m ³]	=	2.4
Módulo de elasticidad	[tonf/m ²]	=	218000
Coefficiente de Poisson	[–]	=	0.18
Coefficiente de expansión térmica	[1/°C]	=	0.0000099
Módulo de corte	[tonf/m ²]	=	839000
f'_c	[tonf/m ²]	=	2000

En la Tabla 3.7 se observan las propiedades que posee la albañilería de bloques de hormigón.

Tabla 3.7: Propiedades albañilería (Meli & Reyes, 1971).

Tipo de material	[–]	=	Concreto Isotrópico
Peso por unidad de volumen	[tonf/m ³]	=	2.16
Módulo de elasticidad	[tonf/m ²]	=	150000
Coefficiente de Poisson	[–]	=	0.2
Coefficiente de expansión térmica	[1/°C]	=	0.0000081
Módulo de corte	[tonf/m ²]	=	170000
f'_m	[tonf/m ²]	=	680

La Tabla 3.8 muestra los valores de las propiedades del acero de refuerzo utilizado en los elementos de hormigón armado, como vigas, columnas y losas.

Tabla 3.8: Propiedades acero de refuerzo. Fuente: (Arthur H., 1999)

Tipo de material	[–]	=	Barra de Refuerzo Uniaxial
Peso por unidad de volumen	[tonf/m ³]	=	7.85
Módulo de elasticidad	[tonf/m ²]	=	20380000
Coefficiente de expansión térmica	[1/°C]	=	0.0000117
F_y	[tonf/m ²]	=	28000
F_u	[tonf/m ²]	=	44000
F_{ye}	[tonf/m ²]	=	46400
F_{ue}	[tonf/m ²]	=	69600

A cada material se le define una curva de tensión-deformación automáticamente con los puntos representativos, para realizar la curva se utiliza el modelo Mander, el cual considera una curva continua que considera el confinamiento incrementando la capacidad de deformación y resistencia del hormigón. En la Figura 3.4, Figura 3.5 y Figura 3.6 se muestran las curvas tensión deformación de la albañilería, hormigón y el acero respectivamente. La histéresis de la curva para el hormigón y la albañilería se define automáticamente para la tracción y compresión de manera

independiente y se comportan de forma distinta. Para el caso del acero la histéresis considera el endurecimiento de los materiales metálicos.

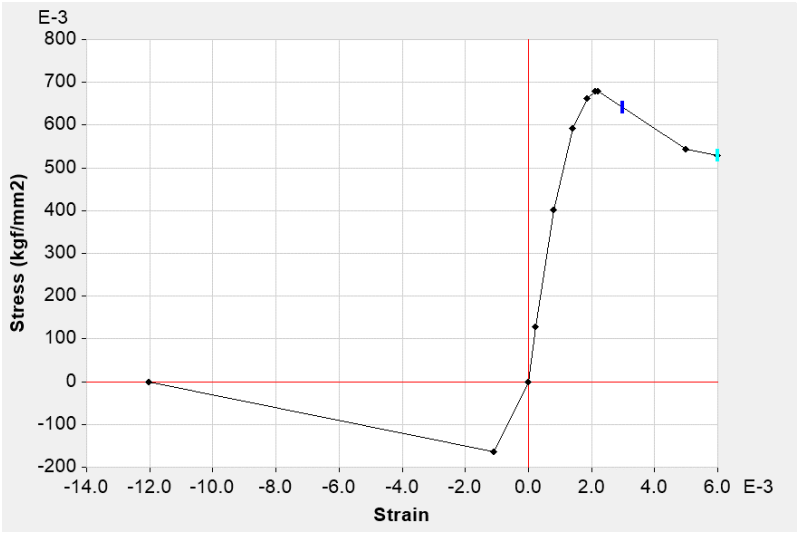


Figura 3.4: Curva tensión deformación albañilería.

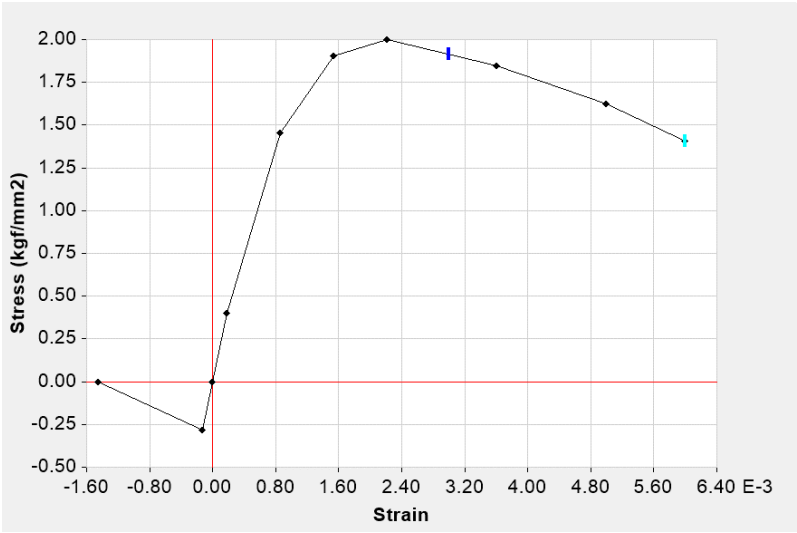


Figura 3.5: Curva tensión deformación hormigón.

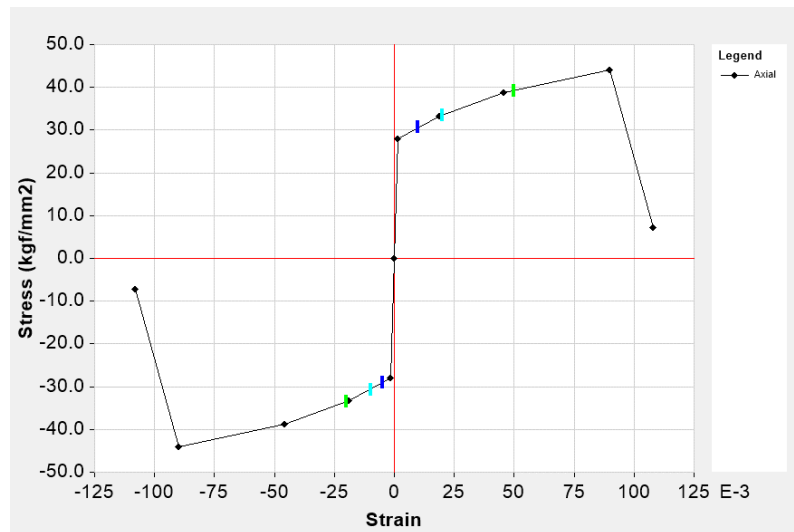


Figura 3.6: Curva tensión deformación acero.

Por otro lado, para representar el comportamiento no lineal de la estructura son incluidas rótulas plásticas en los elementos (vigas, columnas y muros), éstas representan un estado concentrado posterior a la fluencia, afectando el comportamiento de la estructura. Las rótulas definidas son de tipo fibra, es decir, cada punto definido representa un área tributaria y tiene su propia curva tensión deformación que son computarizadas de la curva ingresada en los materiales (Computers & Structures INC., 2004). Cabe mencionar que el programa no modela la falla por corte de los elementos, por esta razón se deben analizar los esfuerzos alcanzados de manera independiente para determinar si las solicitaciones superan el esfuerzo que resiste y así poder determinar el tipo de falla que se tuvo.

Para los elementos vigas y columnas se encuentran definidas rótulas plásticas, en el caso de las columnas las rótulas son producto de la interacción P-M2-M3 (Esfuerzo axial y momento en ambas direcciones) a una distancia relativa de 0.05 y 0.95 del elemento. Para el caso de las vigas estas poseen rótulas de momento (M3) a una distancia relativa de 0.05 y 0.95. Finalmente, los muros tienen asociadas rótulas tipo fibra P-M3, que actúan en el centro de éste.

En cuanto al mallado de la estructura se utilizan las intersecciones de las líneas de las grillas para definir los puntos de la malla, además cada “join” generado por la colocación de elementos tipo columna los muros y losas deben conectar ahí. Finalmente, se realiza un mallado a un metro para todos los elementos se encuentran conectados y se llegue a una solución más precisa.

En la Figura 3.7 se muestra la curva de deformación plástica de la rótula, antes del punto B la deformación es lineal y ocurre en el elemento, no en la rótula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre en la rótula sumado a la deformación elástica que puede ocurrir en el elemento. Cada punto queda definido de la siguiente manera: A, origen, B fluencia, C capacidad última para el análisis, D esfuerzo residual y E falla total

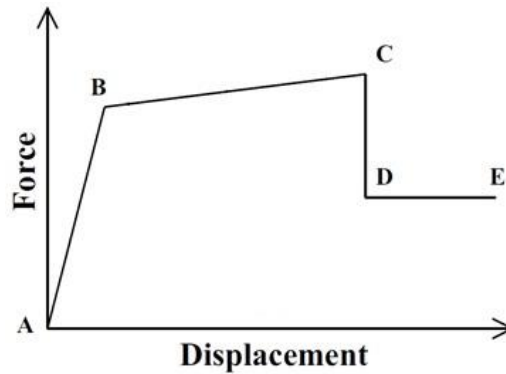


Figura 3.7: Deformación plástica. (Computers & Structures INC., 2004)

3.4 Características del Suelo

Las características del suelo en el cual se encuentra fundado el edificio de Génova 70 corresponde a la zona sísmica IIIb, (Gobierno del Distrito Federal, 2004).

En la siguiente Tabla 3.9 se resumen las propiedades del suelo correspondientes a la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT). Estas son utilizadas para determinar los parámetros del suelo para realizar el modelo de interacción suelo-estructura. Para mayores detalles ver Anexo.

Para estimar el módulo de corte (G), se emplea la siguiente ecuación que considera pequeñas deformaciones del suelo:

$$G = V_s^2 \cdot \rho \tag{3.6}$$

Donde:

V_s [m/s]: Velocidad de onda de corte.

ρ [kg/m³]: Densidad de suelo.

Tabla 3.9: Propiedades del suelo. (Jaime, Romo, & Ovando, 1987; Ramírez, 2018)

Tipo de Suelo	Espesor [m]	N	γ [kN/m ³]	Vs [m/s]	G [kN/m ²]	ν
Relleno	1.2	35.3	18.6	100.0	18990.0	0.49
Arcilla gris	4.8	3.0	14.0	97.1	15793.7	0.49
Arcilla café verdosa	3.0	2.6	12.9	49.0	3615.2	0.49
Arcilla gris verdosa	1.2	1.5	11.5	33.5	1337.0	0.49
Arcilla café verdosa	2.1	1.5	11.3	44.3	2288.6	0.49
Arcilla café verdosa con arena	1.8	7.0	11.3	54.3	3527.3	0.49
Arcilla poco arenosa verdosa	2.7	4.0	15.2	62.5	5129.9	0.49
Arena fina con arcilla	1.2	3.5	16.2	46.5	2632.0	0.49
Arcilla café verdosa c/ arena	0.6	2.0	11.6	50.0	2964.2	0.49
Arena fina gris oscura	0.6	12.0	16.7	55.0	3438.7	0.49
Arcilla café verdosa	0.9	1.0	12.3	63.0	4769.9	0.49

3.5 Cargas solicitantes

3.5.1 Cargas Muertas

Para realizar los modelos, la carga muerta se considera como la que se encuentra integrada a la construcción, es decir, corresponde al peso propio (PP) de la estructura, tal es el caso del peso de vigas, columnas y muros.

3.5.2 Cargas Vivas

Las cargas vivas que se consideran según el *“Reglamento de Construcción Estatal 1942”* (Federal, 1942) son a aquellas que se encuentran sobre la construcción, pero no son parte de ella, se pueden dividir en permanentes y accidentales, las primeras se presentan de modo continuo o casi continuo en la construcción mientras que las segundas se presentan de forma irregular, tal es el caso se sismo y viento.

3.5.2.1 Carga Viva Permanentes

El valor exigido por el Reglamento para el diseño queda establecido según lo siguiente:

Cargas vivas permanentes en los pisos en lugares de habitación, tales como: residencias, departamentos, viviendas, cuartos de hoteles y similares. (Federal, 1942) 150 $[kgf/m^2]$

3.5.2.2 Carga Viva Accidental

Se considera la acción sísmica horizontal basada en los registros obtenidos del terremoto del 19 de septiembre de 2017. Los registros son ingresados en cada dirección de la estructura.

Combinaciones de Carga

En primer lugar, se realiza un análisis modal el cual considera los casos de carga estática considerando los materiales con sus propiedades lineales. Luego, se realiza una combinación del peso propio con la carga viva (considerando un 100% de la carga viva). Con los resultados almacenados el modelo ejecuta las cargas sísmicas horizontales considerando el caso lineal y no lineal.

Uno podría considerar, comparando con la norma chilena, que, entre tabiquería y terminaciones, como yeso o similares, las cargas muertas serían $100 kgf/m^2$ y la sobrecarga de uso sería $200 kgf/m^2$ (NCh1537) que al tomar el 25% (NCh433) equivaldría a $50 kgf/m^2$ adicionales. Por lo anterior, la carga extra de $150 kgf/m^2$ considerada para el cálculo de las masas sísmicas (que contemplan el peso propio de los elementos no estructurales y la inclusión de una sobrecarga de uso promedio). En consecuencia, Las masas sísmicas que se computan según utilizado en la práctica mexicana se asemeja a lo que supone las normas chilenas.

En la Tabla 3.10 se muestran los valores del peso sísmico por piso obtenidos del programa, cabe mencionar que en este considera las vigas de fundación que unen los apoyos, lo cual justifica su valor levemente alto.

Tabla 3.10: Pesos por pisos.

Piso	Peso [tonf]
Conserje	47.25
AZ	294.07
N4	543.74
N3	795.34
N2	1046.94
N1	1303.04
PB	1541.31

Capítulo 4 :

Antecedentes Adicionales

En la siguiente sección se presentan los resultados obtenidos de mediciones de vibración ambientales que se efectuaron a la estructura. Presenta la discusión respecto a los registros acelerográficos que se emplean para la modelación de la respuesta sísmica de la estructura para emular el comportamiento durante el terremoto de 2017. Finalmente, Son discutidos los parámetros utilizados para la modelación del suelo.

4.1 Vibración Ambiental

En esta sección se analizan los registros obtenidos de la vibración ambiental del edificio Génova. La estructura fue instrumentada con 8 sensores del tipo acelerómetros a una tasa de muestreo de 100 muestras por segundo durante 20 minutos, colocados en distintas partes del edificio, con los que fueron realizadas 4 mediciones de vibraciones ambientales según las configuraciones mostradas en la Figura 4.1.

Secuencia de pruebas

Prueba	Registrador		
	R1	R2	R3
1	1	4	5
2	1	2	3
3	1	6	3
4	1	7	8

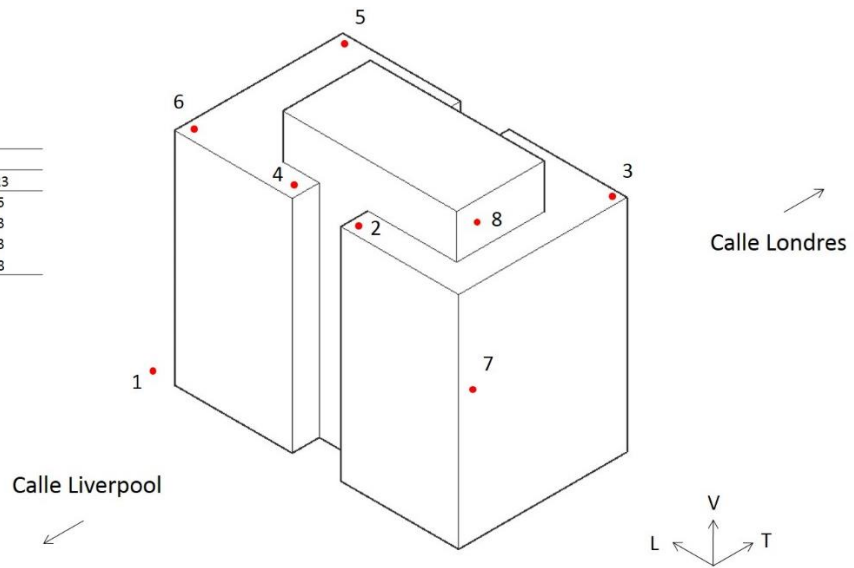


Figura 4.1: Croquis de los sensores para la vibración ambiental. (Carrillo, 2019a)

Para obtener las frecuencias se utilizan dos métodos el primero Espectro de Densidad de Potencia (PSD), el cual identifica parámetros dinámicos en el dominio de la frecuencia analizando la energía asociada a cada una de ellas y la cuantifica. Corresponde a un valor cuadrático de la Transformada de Fourier para una ventana de tiempo del registro (Horta, 2019). En la Figura 4.2 se observan los resultados obtenidos para la Prueba 3 (Ver Figura 4.1) para los canales 6 y 3 en la dirección transversal y longitudinal. Además, se encuentra un gráfico de coherencia el cual indica en donde coinciden los peaks de frecuencia siendo 1 donde mejor coinciden. Se puede apreciar que los canales longitudinales tienen una mayor coherencia.

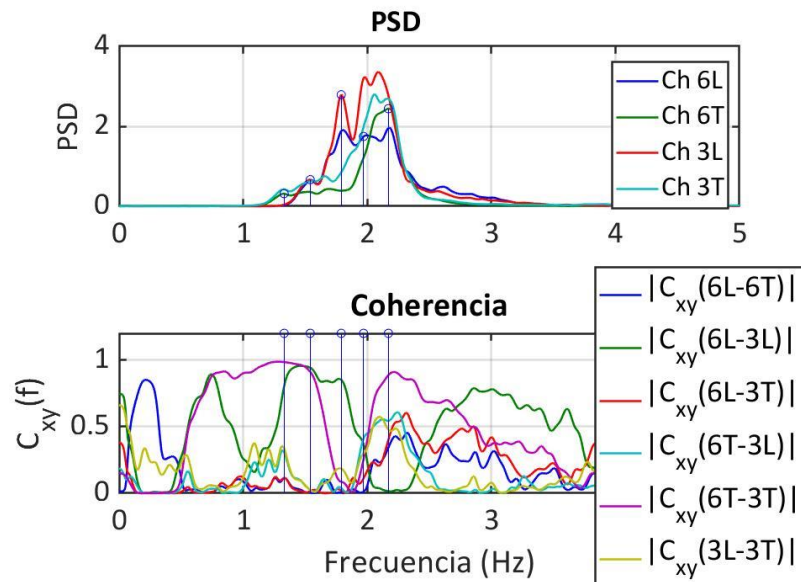


Figura 4.2: Espectro de densidad de potencia.

El otro método corresponde al Sub-espacio Estocástico (SSI) el cual permite obtener las propiedades dinámicas de la estructura a partir de su respuesta, asumiendo un comportamiento lineal en el tiempo, esta metodología es capaz de desacoplar la contaminación (Horta, 2019): En la Figura 4.3 se observa el diagrama de estabilidad obtenido a partir del SSI, en el cual se muestran en círculos azules la coincidencia en frecuencias, formas modales (ϕ) y tasa de amortiguamiento (β). Dado que es un modelo con varios grados de libertad este método utiliza un criterio de similitud en el cual se juntan las formas modales de un mismo orden que posean frecuencias similares. La cantidad de coincidencias (N) se muestra descrita en la tabla al costado del gráfico.

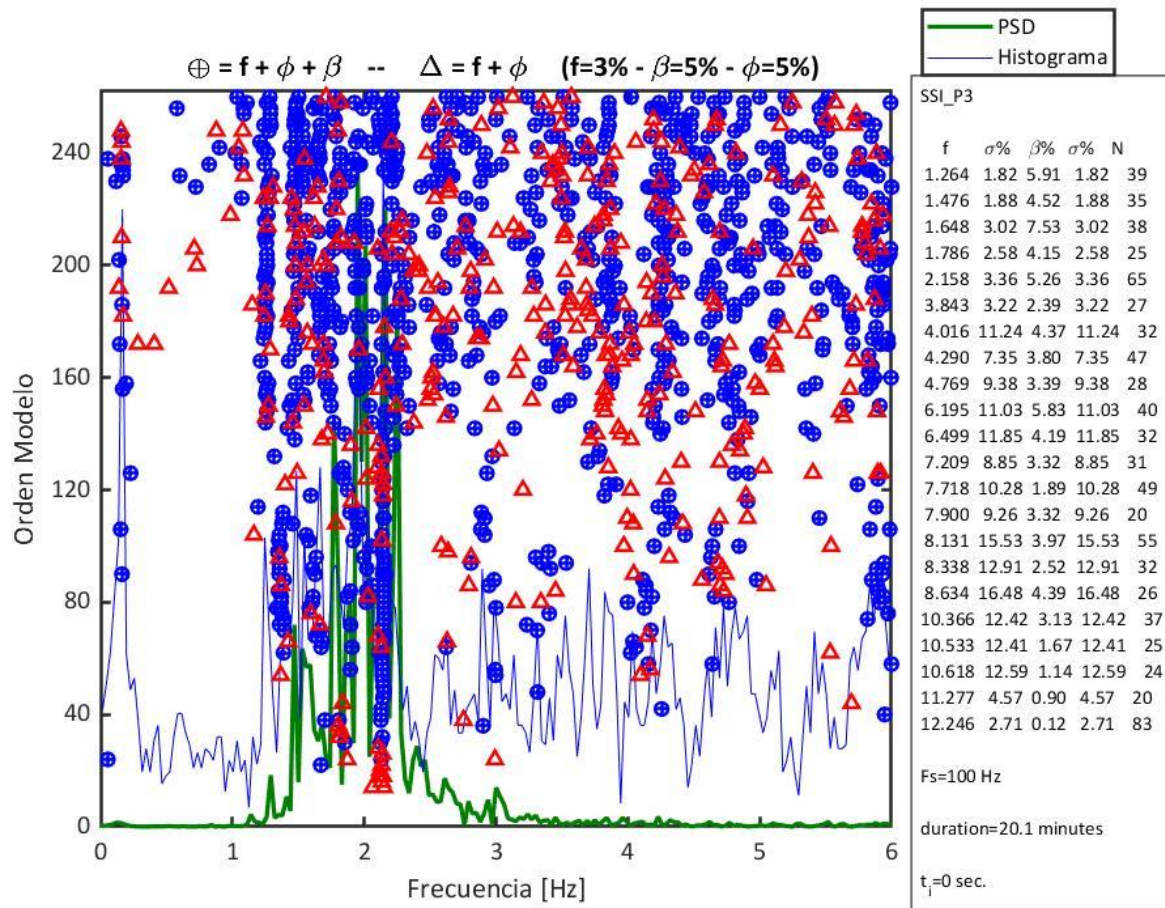


Figura 4.3: Diagrama de estabilidad.

A partir de los métodos SSI y PSD utilizados son obtenidas las primeras formas modales para el edificio de Génova, estas se pueden observar Figura 4.4 y se aprecia que el primer modo de vibración es transversal lo que da un periodo de 0.791 segundos ($f=1.264$ Hz), el segundo modo corresponde al longitudinal, con un periodo de 0.678 segundos ($f=1.476$ Hz) y el modo torsional corresponde a la forma 5 con un periodo de 0.463 segundos ($f=2.158$ Hz).

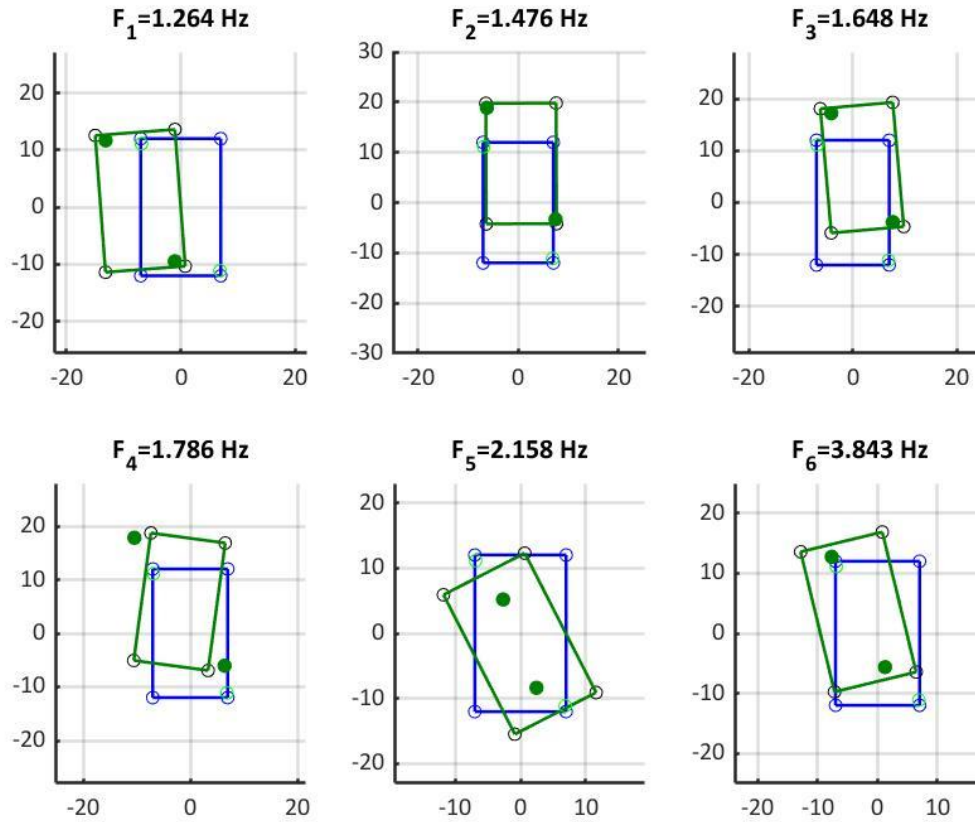


Figura 4.4: Formas modales.

4.2 Registros de Aceleraciones

En la Figura 4.5 se muestran algunas estaciones cercanas al edificio Génova 70 donde se recopilaron aceleraciones del terremoto del 19 de septiembre de 2017. Para los análisis son utilizadas dos estaciones, la primera de siglas PCJR, correspondiente al Poder Judicial, esta es una de las estaciones obtenidas más cercana al edificio. La otra estación corresponde a SCT2, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, esta se encuentra en la misma zona sísmica del edificio, pero en el sector donde hubo más daño.

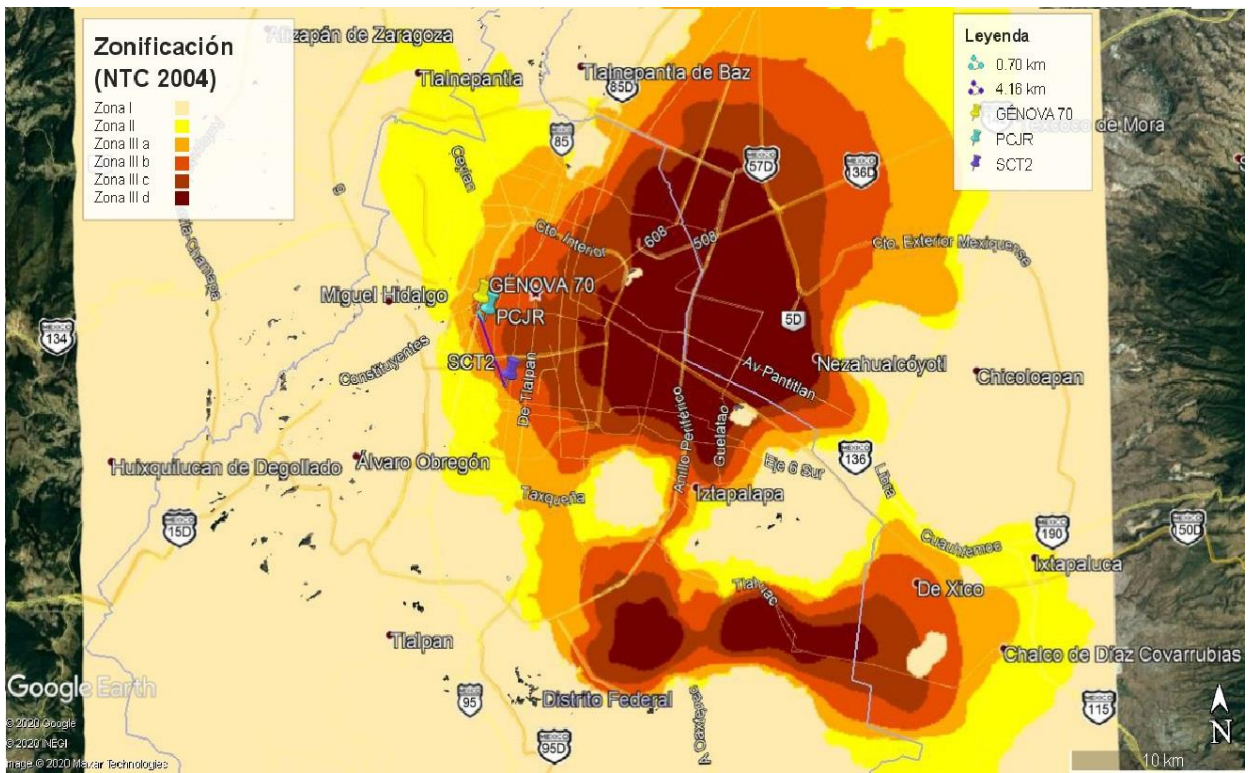


Figura 4.5: Estaciones cercanas a Génova (Google Earth Pro, n.d.)

En la Figura 4.7 y en la Figura 4.8 se muestran los registros de aceleración, los espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento para la estación PCJR Y SCT2 en cada dirección. Estos fueron obtenidos mediante el método de Newmark, el cual es un modelo numérico que a través de la resolución de ecuaciones diferenciales permite resolver la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad, dónde la aceleración o fuerza varía con el tiempo (Chopra, 2014).

Ambos registros se encuentran en la zona sísmica IIIb. Sin embargo, presentan periodos de suelo diferentes. En la Figura 4.6 se muestran los periodos y la profundidad del suelo según la Gaceta Oficial (2004) para el edificio Génova (rojo), la estación PCJR (verde) y SCT2 (azul).

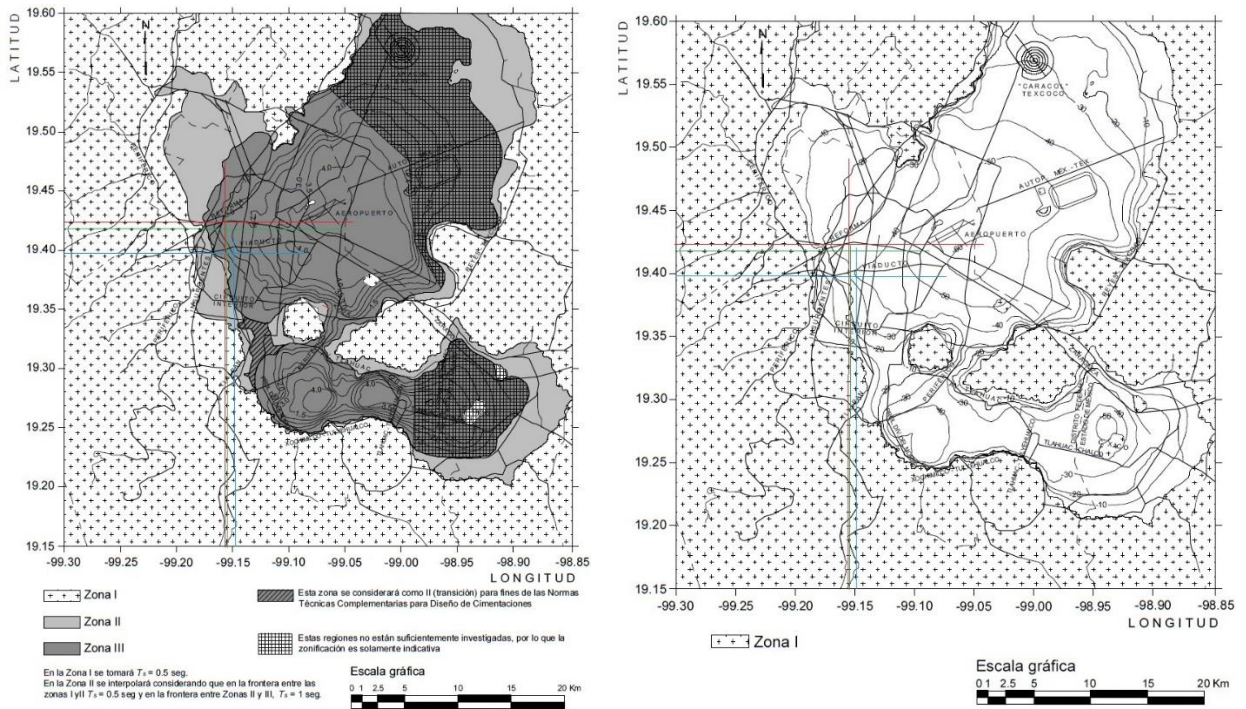


Figura 4.6: Periodos de suelo y profundidad (Pública & Distrito, 2004).

En la Tabla 4.1 se encuentran resumidos los valores obtenidos de la Gaceta Oficial (2004).

Tabla 4.1: Periodos y profundidad del suelo para las estaciones.

Lugar	Periodo del suelo [s]	Profundidad del suelo [m]
Génova 70	2.1	32
PCJR	2	30
SCT2	2	40

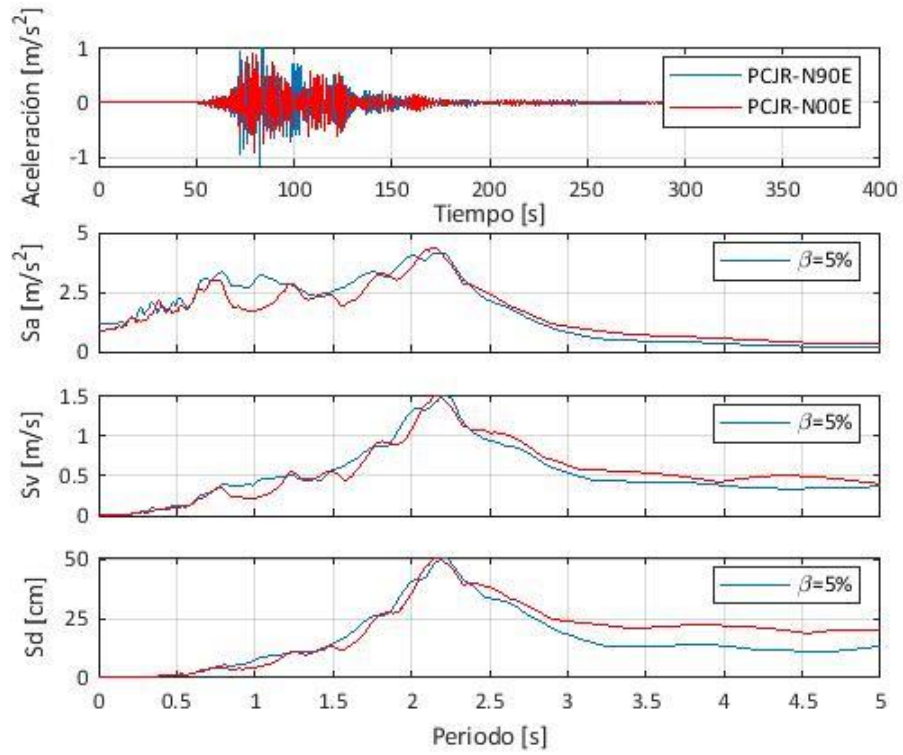


Figura 4.7: Resultados registros PCJR N00E y N90E

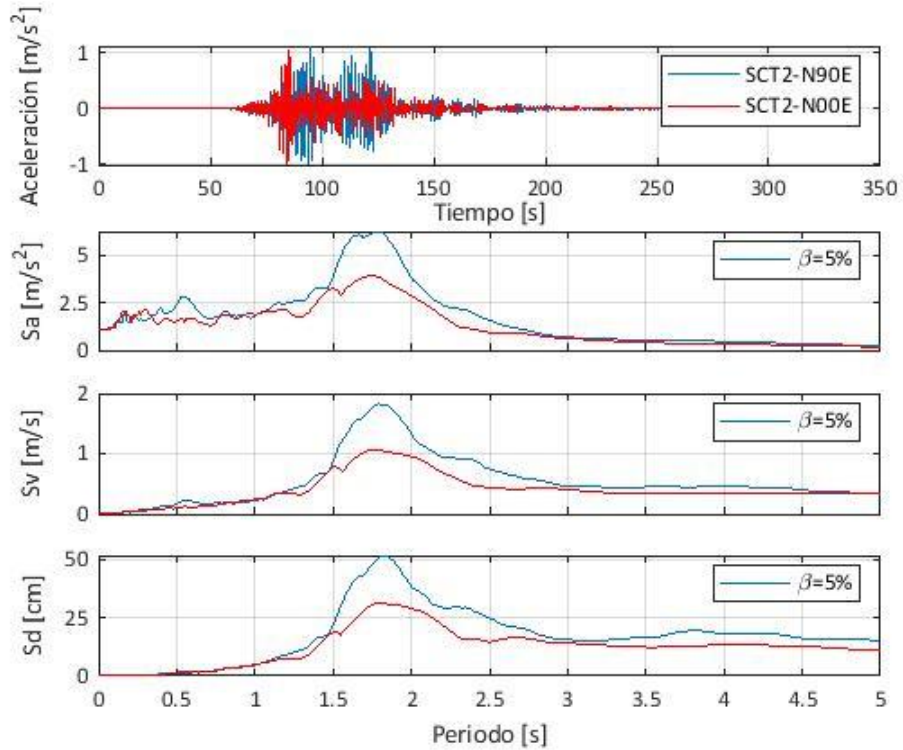


Figura 4.8: Resultados registros SCT N00E y N90E

4.3 Respuestas del Suelo

Para realizar el análisis respectivo es necesario tener el registro que efectivamente actúa sobre la fundación para obtener resultados que se aproximen al caso real. Debido a que el sello de la fundación se encuentra a poca profundidad (100 cm) se espera no existan grandes diferencias entre el registro superficial y en el sello de fundación.

Para obtener una relación entre la señal de entrada, es decir, el registro original que se encuentra medido en la estación Poder Judicial (PCJR) y la respuesta del suelo que siente la fundación del edificio en estudio se deben usar funciones de transferencias que relacionen estas respuestas, para esto es utilizado el programa computacional DEEPSOIL versión 6.1 (Hashash, 2016).

A partir de los registros originales de PCJR y las propiedades del suelo descrita en la Tabla 3.9 se define la estratigrafía pertinente a esta zona y se realiza en el programa mencionado un análisis en el dominio de la frecuencia lineal con el cual se realiza una deconvolución para obtener la excitación en la roca base (registro within) a partir del registro que se midió en superficie en la estación PCJR. Con este nuevo registro obtenido en la roca y mediante un análisis en el dominio del tiempo lineal, es decir, con lo que tarda la excitación en afectar al sistema y lo que éste tarda en responder se obtiene un nuevo registro, esta vez a la profundidad en la cual se encuentra la fundación (1 metro). En la Figura 4.9 y en la Figura 4.10 se observa una comparación de las respuestas mencionadas en ambas direcciones.

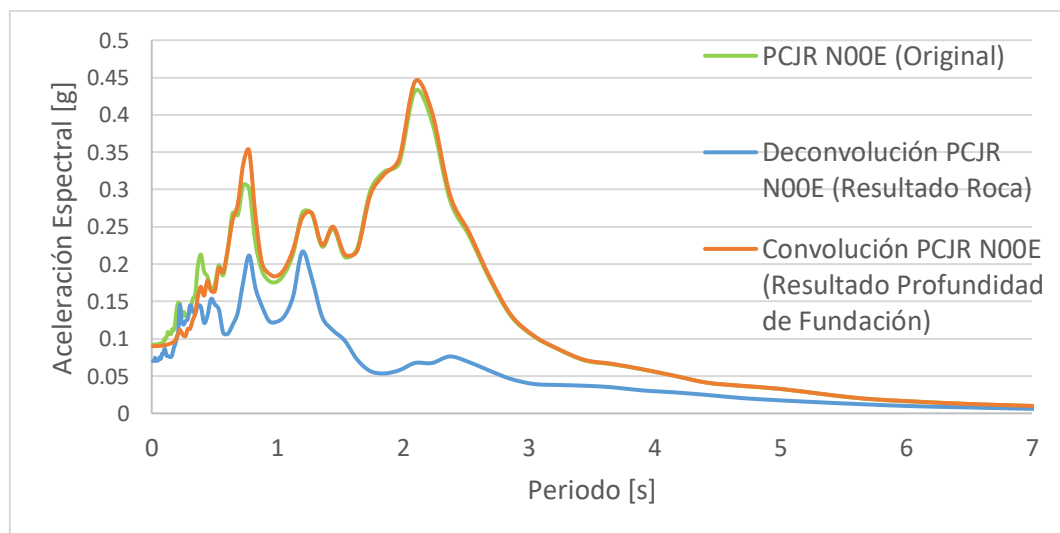


Figura 4.9: Respuesta del Registro PCJR N00E, en los diferentes estratos.

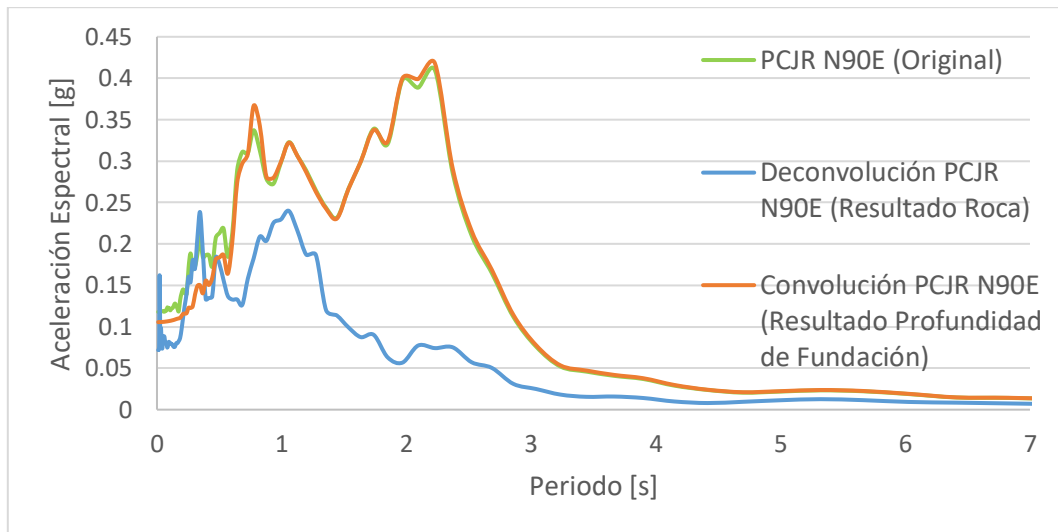


Figura 4.10: Respuesta del Registro PCJR N90E, en los diferentes estratos.

Los valores para la rigidez y amortiguamiento en las direcciones horizontal, vertical y rotacional son calculados mediante las fórmulas señaladas en el subcapítulo de Interacción Suelo-Estructura. Los resultados se realizan según lo obtenido para Génova y la estación SCT en la Tabla 4.1.

En la Tabla 4.2 se señalan los resultados de las rigideces y amortiguamientos del suelo para la ubicación de Génova 70.

Tabla 4.2: Rigideces y amortiguamientos obtenidos para Génova.

Rigidez		Amortiguamiento	
$k_z \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$5.385 \cdot 10^4$	$C_z \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$5.545 \cdot 10^3$
$k_y \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$4.249 \cdot 10^4$	$C_y \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$3.112 \cdot 10^3$
$k_x \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$4.077 \cdot 10^4$	$C_x \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$2.904 \cdot 10^3$
$k_{zz} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$4.751 \cdot 10^6$	$C_{zz} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$9.204 \cdot 10^4$
$k_{yy} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$4.882 \cdot 10^6$	$C_{yy} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$7.423 \cdot 10^4$
$k_{xx} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$2.679 \cdot 10^6$	$C_{xx} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$3.016 \cdot 10^4$

En la Tabla 4.3 se señalan los resultados mencionados de rigidez y amortiguamiento del suelo, pero esta vez corresponden a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). En los valores obtenidos se observa como los estos aproximadamente duplican los resultados de la ubicación de Génova.

Tabla 4.3: Rigideces y amortiguamientos obtenidos para la estación SCT.

Rigidez		Amortiguamiento	
$k_z \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$9.276 \cdot 10^4$	$C_z \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$9.552 \cdot 10^3$
$k_y \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$7.320 \cdot 10^4$	$C_y \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$5.360 \cdot 10^3$
$k_x \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$	$7.023 \cdot 10^4$	$C_x \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}} \right]$	$5.003 \cdot 10^3$
$k_{zz} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$8.184 \cdot 10^6$	$C_{zz} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$1.586 \cdot 10^5$
$k_{yy} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$8.411 \cdot 10^6$	$C_{yy} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$1.279 \cdot 10^5$
$k_{xx} \left[\text{tonf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}} \right]$	$4.615 \cdot 10^6$	$C_{xx} \left[\text{tonf} \cdot \text{m} \frac{\text{s}}{\text{rad}} \right]$	$5.195 \cdot 10^4$

Capítulo 5 :

Resultados

En la siguiente sección se examinan diferentes modelos planteados para el análisis. Cabe mencionar que el modelo original corresponde al realizado en ETABS con las correcciones respectivas según los planos facilitados, es decir, se consideraron los valores de resistencia a la compresión del hormigón y fluencia del acero que se entregaron (Ver sección 3.3). Sumado a esto se consideró la estructuración de los planos y no la simplificación entregada del modelo. Además, los registros ingresados se encuentran corregidos de las posibles interferencias externas que los alteren, como es el caso de ruido ambiental o perturbaciones en el acelerómetro. Para esto, se manipulan filtros para eliminar altas y bajas frecuencias que pudieran estar alterando el sistema. Es necesario mencionar que los datos obtenidos del suelo de manera independiente, es decir, no fueron entregados en ninguna memoria de cálculo o información respecto a lo anterior.

5.1 Modelo Original

En la presente sección se muestra y describe el modelo 3D del edificio (Figura 5.1), que posee un sistema de marcos longitudinales y transversales, donde algunos ejes poseen muros, los que se encuentran principalmente las fachadas en la dirección larga, la caja de escaleras y ascensor. Esta configuración del modelo es la utilizada para realizar el análisis del comportamiento ante los registros PCJR y SCT. Además, se usa como base para analizar los diferentes modelos a los cuales se les realizan modificaciones que se describen las secciones siguientes.

Los elementos vigas y columnas están representados en color azul, los muros que se encuentran representados en color rojo y las losas se observan en color gris. Se puede apreciar que la sección longitudinal en la planta baja tiene una rigidez mayor que los niveles superiores producto del muro continuo en ese nivel, por lo que se esperaría que las deformaciones fueran mayores a partir del segundo piso en ese sentido (Ver Figura 5.1).

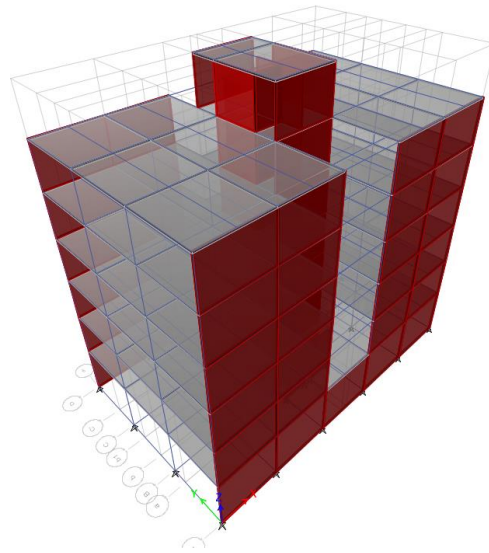


Figura 5.1: Modelo Original.

La Figura 5.2 muestra en la primera imagen la planta baja del edificio, mientras que en la segunda se observa la planta del piso tipo. Se destaca que la planta baja se diferencia del piso tipo en que no presenta los vanos en la losa y posee un muro continuo en toda la fachada de la dirección longitudinal en ese piso. Conjuntamente presenta un muro que se encuentra en la grilla C', entre 1 y 3.

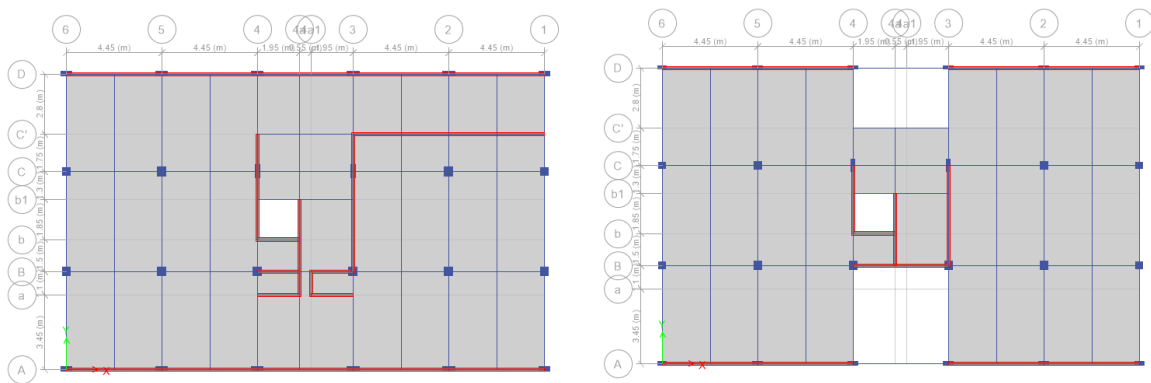


Figura 5.2: Vistas en planta del modelo original.

En la Tabla 5.1 se muestran las elevaciones de los pisos, en esta se puede observar que la planta baja presenta la mayor altura. Cabe mencionar que la altura entre pisos es más grande a la usualmente vista en los edificios chilenos de la misma época de tipo habitacional (2.40 metros).

Tabla 5.1: Elevaciones de piso.

Piso	Altura [m]	Elevación [m]
Conserje	3.15	22.66
AZ	3.15	19.51
N4	3.15	16.36
N3	3.15	13.21
N2	3.15	10.06
N1	3.15	6.91
PB	3.76	3.76

Se realiza un análisis modal de la estructura de la cual se obtienen los principales periodos, dirección y su participación de masa respectiva (Ver Tabla 5.2).

Tabla 5.2: Periodos modelo original.

Modo (Dirección)	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.888	73.69%
2 (Torsión)	0.536	75.97%
3 (L)	0.439	74.02%
4 (T)	0.285	17.68%
5 (Torsión)	0.176	16.29%
6 (T)	0.156	5.34%
7 (L)	0.148	14.93%

El periodo de la dirección transversal coincide con valores de 1.90 m/s^2 en el espectro de aceleraciones PCJR en la misma dirección (N00E). Por otro lado, el mismo periodo en el espectro de aceleraciones para el registro SCT llega a valores de 1.69 m/s^2 (Ver Figura 5.3).

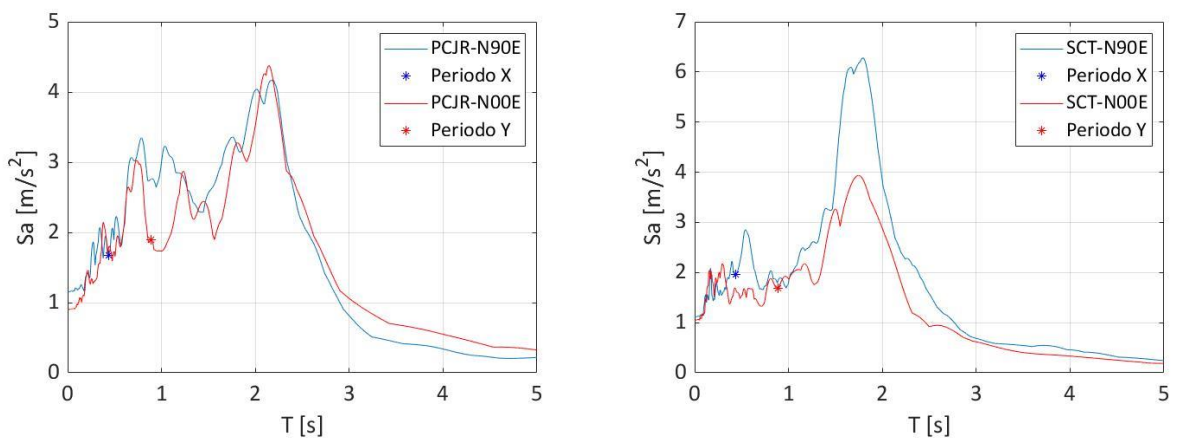


Figura 5.3: Espectros de aceleraciones y periodos para los modelos A y B.

5.1.1 Modelo A: Registro del Poder Judicial (PCJR)

El primer análisis que se realiza es con un registro cercano (700 metros) al edificio (PCJR), en el cual se espera que la estructura no presente fallas importantes, ya que el edificio real solo tuvo daños menores en la fachada producto del impacto con los edificios vecinos, aspecto que es relevante para futuros análisis. En la Figura 5.4 se ilustran los gráficos de corte basal versus el desplazamiento de la azotea en cada dirección principal del edificio. Se puede ver como el modelo se comporta de manera lineal, no obstante, en cierto instante sufre un cambio abrupto en el cual los resultados se alejan repentinamente de la conducta inicial. Lo mencionado se debe a una deformación excesiva de algún elemento al haber transcurrido 80 segundos del registro, lo que implicaría una falla numérica, que se traduciría en la detención del análisis.

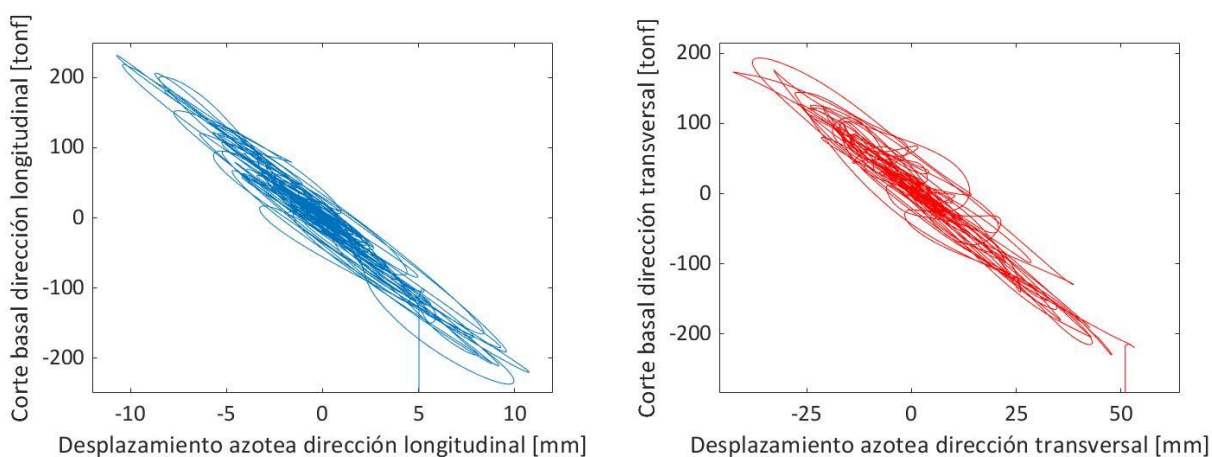


Figura 5.4: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo A.

La Figura 5.5 se muestra el desplazamiento máximo del centro de masa en cada piso con respecto a la base (este fue obtenido directamente del programa) y el giro relativo de éste, que corresponde a la diferencia entre los desplazamientos del centro de masas de los pisos, dividido entre la altura de entre piso, capturado en el instante donde el corte basal es máximo (antes de la falla total). En estos se tiene que el modelo es más flexible en la dirección transversal, llegando a desplazamientos en la azotea cercanos a los 60 mm. Por otra parte, la dirección larga es más rígida, llegando a desplazamientos totales de un orden de 10 mm.

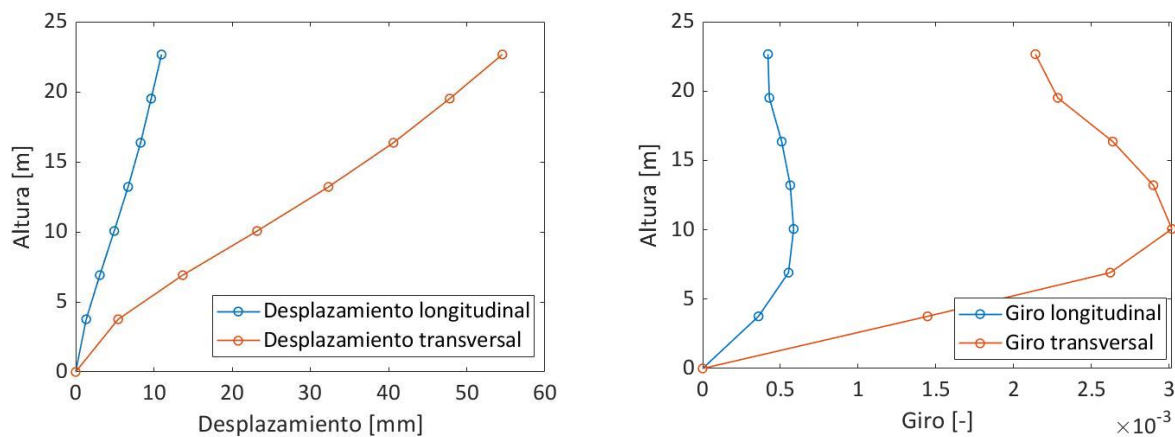


Figura 5.5: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo A.

En la Tabla 5.3 se muestran las deformaciones relativas del centro de masa para cada dirección, donde se puede apreciar que en la dirección longitudinal son similares entre cada piso, acercándose a los 2 milímetros. En cambio, en la dirección transversal las deformaciones se concentran en los pisos tipos y son aproximadamente un centímetro. Lo anterior sería notoriamente visible debido a que se presentarían daños principalmente en los elementos no estructurales como: deformación en los elementos cerámicos y tabiquerías, además del descuadre de marcos de puertas y ventanas de manera tal que estos no cerrarían correctamente.

Tabla 5.3: Deformaciones relativas. Modelo A.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.32	6.74
AZ	1.35	7.19
N4	1.60	8.31
N3	1.77	9.13
N2	1.84	9.50
N1	1.74	8.26
Planta Base	1.35	5.44
Base	0.00	0.00

En la Figura 5.6 se muestran los cortes obtenidos por piso en ambas direcciones para el instante en el que el corte basal es máximo. En la figura se puede observar como va disminuyendo hacia los pisos superiores y es su valor es levemente mayor en la dirección transversal.

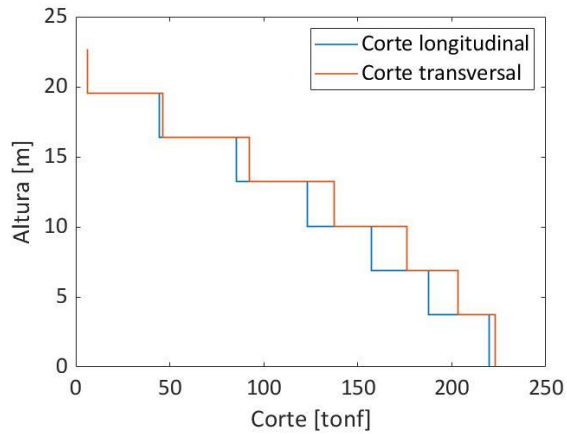


Figura 5.6: Cortes por piso. Modelo A.

La Figura 5.7 muestra la estructura en el instante mencionado anteriormente, donde el esfuerzo de corte basal es mayor (antes del colapso). Aquí se puede apreciar que las columnas de la caja de ascensor se encuentran rotuladas, mostrándose de color verde, es decir, se ha superado su capacidad de fluencia (B). Luego, en un instante posterior el modelo muestra todas las columnas de color rojo, señalando la falla total (E).

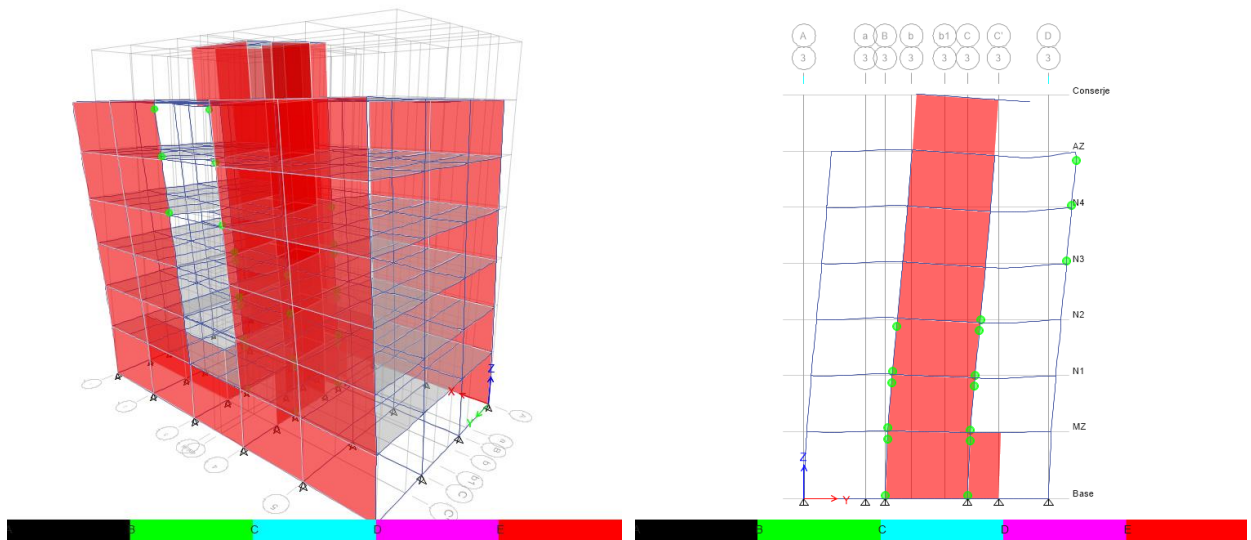


Figura 5.7: Comportamiento modelo A.

En la Tabla 5.4 se muestran los esfuerzos de las columnas en la planta baja para el eje 3, en la Figura 5.2 se puede observar en planta la ubicación de dicho eje, los esfuerzos se muestran en el instante en que el corte en la base es máximo en esa dirección. En ésta se observa que las columnas se encuentran poco solicitadas al corte, esto se debe a que el muro al ser más rígido toma la mayor parte de este esfuerzo. De verse sobrepasado el esfuerzo resistente se debiese analizar el modelo en el caso de que el muro se encuentre semi colapsado y este corresponda a peso para la estructura.

Tabla 5.4: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo A.

Esfuerzo/Columna	3A	3B	3C	3D
Axial [tonf]	59.56	91.94	191.96	74.16
Corte (V2) [tonf]	1.43	0.46	6.24	1.13
Momento (M3) [tonf m]	4.06	1.53	20.41	3.32

En la Tabla 5.5 se aprecia que el esfuerzo al corte en el muro del mismo eje anterior, en que se aprecia que el esfuerzo es ampliamente superior a lo que este resiste (36.5 tonf) (Capítulo 2.5.1). Esto implicaría que el muro se encuentra colapsado producto de una falla por corte. Por otro lado, si se considera como una albañilería de bloque con una resistencia a la compresión de 5 MPa o de 6 MPa se obtiene una resistencia al corte de 14 tonf y 17 tonf respectivamente (Massone & Ostoic, 2020) por lo que los muros estarían sobrepasados en 6 veces su capacidad.

Tabla 5.5: Esfuerzos del muro eje 3. Modelo A.

Muro	PB
Axial [tonf]	56.15
Corte (V2) [tonf]	86.12
Momento (V3) [tonf m]	157.15
Largo [m]	6.4

Cabe mencionar que el modelo no asume la falla por corte, de modo que lo sigue considerando como aporte a la resistencia, lo cual es errado una vez que falla el muro de manera frágil y total. Por este motivo las solicitaciones en los marcos son tales como si estuviese el muro (Tabla 5.4). Sin embargo, si los elementos colapsados ya no son capaz de resistir los esfuerzos, se debe verificar la estructura sin los muros interiores como se muestra más adelante. Por lo tanto, el análisis realizado solamente sirve como referencia evidenciando que se debe hacer otro análisis.

Finalmente se realizó un análisis de sensibilidad en este modelo, aumentando el módulo de elasticidad de la albañilería en 2.7 veces con esto se llegó a un comportamiento similar, es decir, en el modelo se tuvo una falla abrupta producto de la solicitación excesiva en algunos de los elementos y los muros pertenecientes a la caja de ascensor se encuentran colapsados producto de una falla por corte. Añadido a esto el corte basal en ambas direcciones fue un 4% mayor.

5.1.2 Modelo B: Registro de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT)

Este registro corresponde a la zona sísmica en el cual fue fundado el edificio y en donde se presentan la mayor cantidad de casos de daños y colapsos dentro de esta zona. Se muestra en la Figura 5.8 los esfuerzos de corte en la base del edificio en relación con el desplazamiento que se tiene en un punto central de la azotea se aprecian que en la dirección longitudinal las

deformaciones son menores a las de la dirección transversal, sin embargo, éstas concuerdan con los espectros de desplazamiento obtenidos para el registro. Se observa que en ambas direcciones se tiene un comportamiento lineal de la estructura, el corte es bastante similar y aparentemente no se llega al colapso como se ocurrió con el registro PCJR.

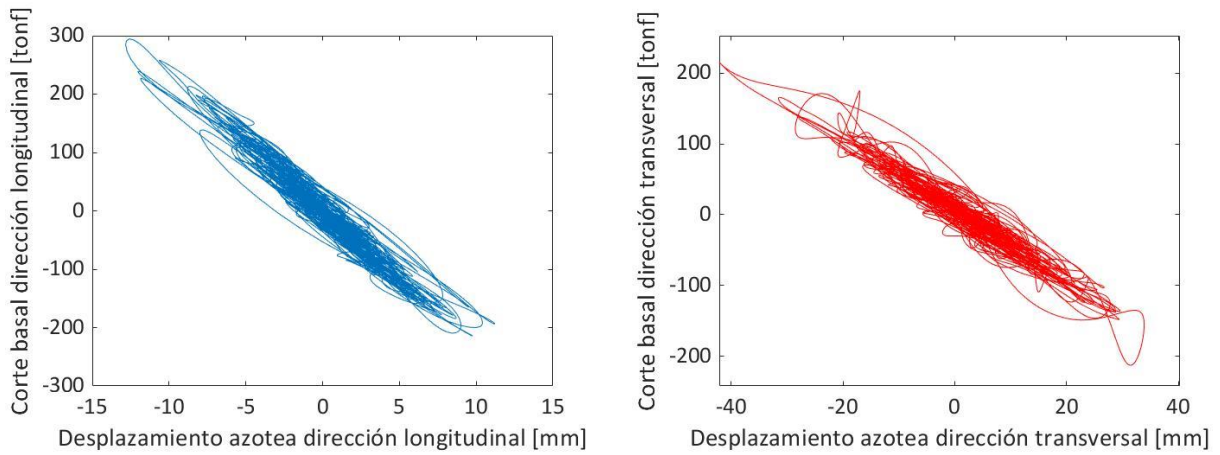


Figura 5.8: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo B.

El modelo muestra que la deformación se concentra en los primeros niveles del edificio principalmente en la dirección flexible. En cambio, para la dirección longitudinal éstas son menores debido a que la rigidez de los muros contribuye significativamente a que éstas sean pequeñas en esa dirección. (Ver Figura 5.9)

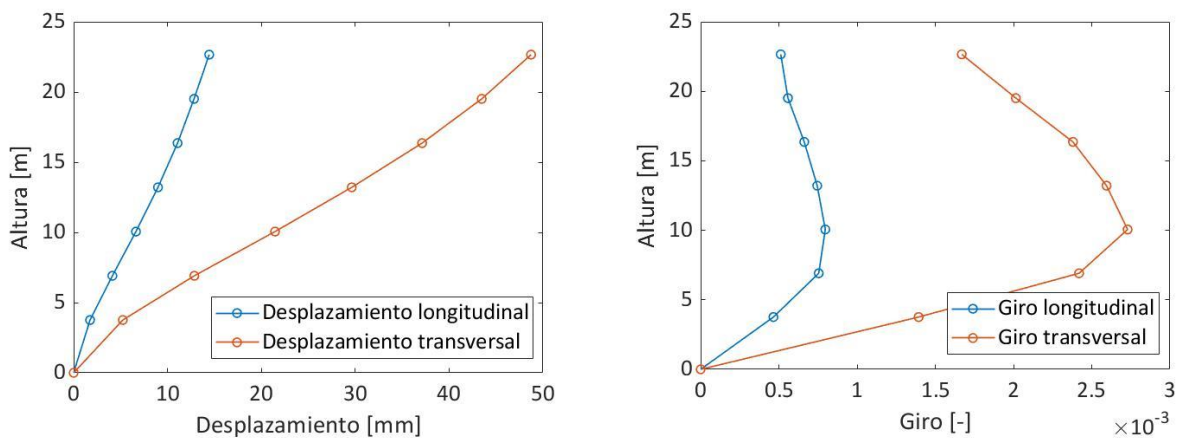


Figura 5.9: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo B.

En la Tabla 5.6 se muestran las deformaciones relativas del centro de masa, se puede apreciar que se concentran en los pisos tipos y son levemente menores al modelo A en la dirección transversal, de todas maneras, esta deformación sería apreciable en el descuadre de marcos de puertas y ventanas.

Tabla 5.6: Deformaciones relativas. Modelo B.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.613	5.258
AZ	1.758	6.347
N4	2.086	7.496
N3	2.347	8.173
N2	2.51	8.597
N1	2.378	7.62
Planta Base	1.749	5.24
Base	0	0

La Figura 5.10 muestra los cortes máximos obtenidos por piso en ambas direcciones. Se observa como el corte va disminuyendo con la altura y es mayor en la dirección longitudinal.

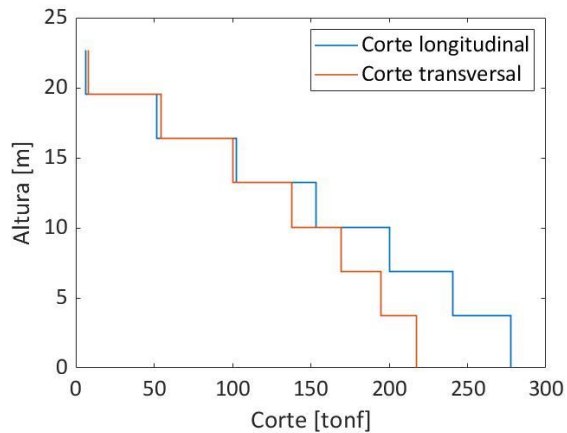


Figura 5.10: Cortes por piso. Modelo B.

En la Figura 5.11 se muestra el comportamiento del modelo, del que se puede decir que las columnas comienzan a rotularse, se ha superado su capacidad de fluencia (B), mostrando la existencia del comienzo de la deformación plástica. Esto ocurre principalmente en la dirección flexible del edificio (dirección transversal) y se distingue que la formación de las rótulas es en las columnas pertenecientes a la caja de ascensor.

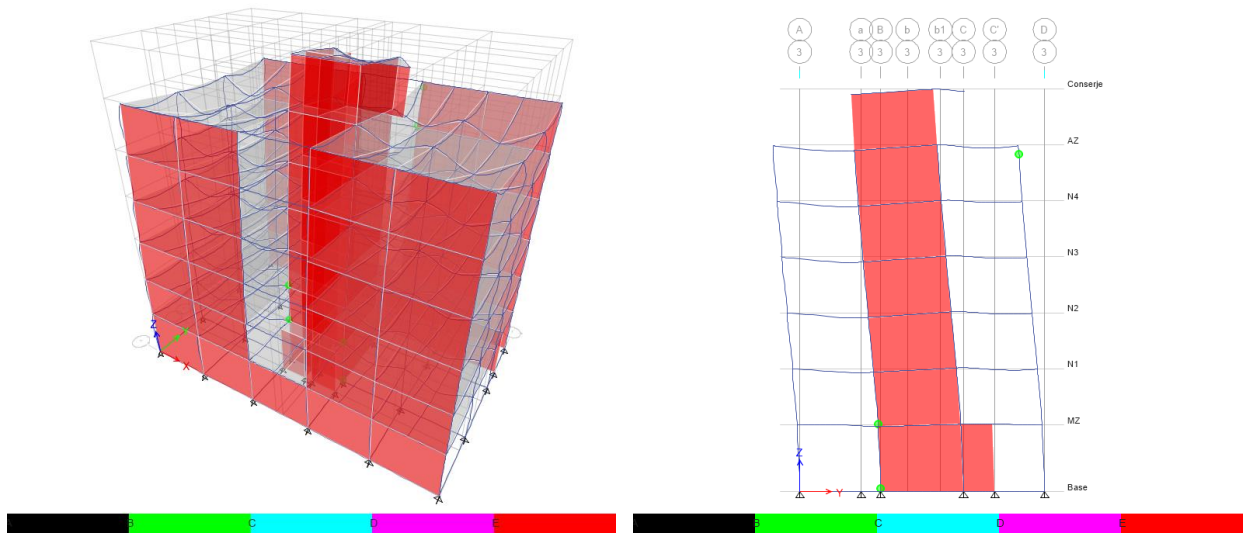


Figura 5.11: Comportamiento modelo B.

Se visualiza en la Tabla 5.7 que el esfuerzo de corte del muro sigue siendo muy superior al que este resiste (36.5 tonf) por lo que se esperaría la falla por los esfuerzos excesivos a corte.

Tabla 5.7: Esfuerzos en muro planta baja eje 3. Modelo B.

Muro	PB
Axial [tonf]	15.42
Corte (V2) [tonf]	85.75
Momento (M3) [tonf m]	191.35
Largo [m]	6.4

5.2 Modelo C: Sin Muros Interiores

El análisis siguiente corresponde al modelo del edificio procesado para el registro PCJR, pero sin los muros interiores correspondientes a la caja de ascensor y escaleras (Ver Figura 5.12), es decir, el edificio presenta muros resistentes en las fachadas orientadas en la dirección longitudinal lo que se complementa con un sistema de marco en ambas direcciones. Este modelo es realizado para analizar el caso de que los elementos no se encuentren bien conectados, debido a la separación de la albañilería del marco de hormigón, producto de algún sismo previo o en el caso de que la albañilería fuese colocada a la posterior construcción de los marcos, es decir, esté dilatada y contribuya sólo como peso.

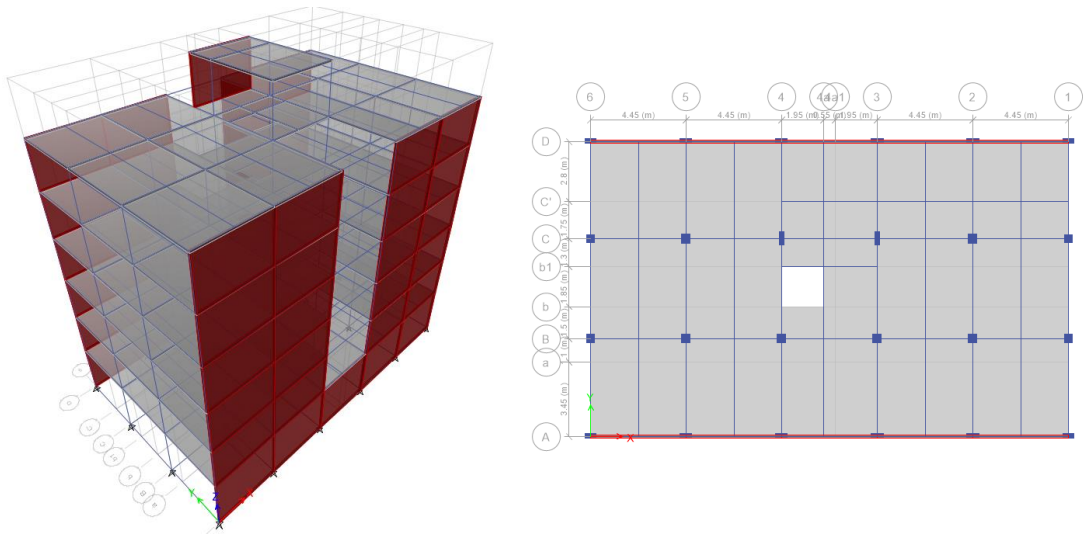


Figura 5.12: Modelo sin muros interiores.

En la Tabla 5.8 se muestran los periodos respectivos al modelo, donde se puede distinguir un claro aumento del periodo en la dirección transversal por lo tanto la disminución de rigidez en ese eje. Este valor de periodo no concuerda con los obtenidos de la vibración ambiental, siendo aproximadamente el doble, lo que sugiere que el modelo no sería representativo. No obstante, a lo anterior, sirve a modo de ejemplo para analizar los edificios que muestran las características ya mencionadas.

Tabla 5.8: Periodos modelo sin muros interiores.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	1.702	79.13%
2 (T)	0.583	11.26%
3 (Torsión)	0.547	77.25%
4 (L)	0.461	75.63%
5 (T)	0.350	4.67%
6 (T)	0.259	1.57%
7 (L)	0.258	1.29%
8 (T)	0.217	1.32%

Se destaca que el valor del periodo en la dirección transversal corresponde a una aceleración de 2.62 m/s^2 en el espectro de PCJR (Ver Figura 5.13).

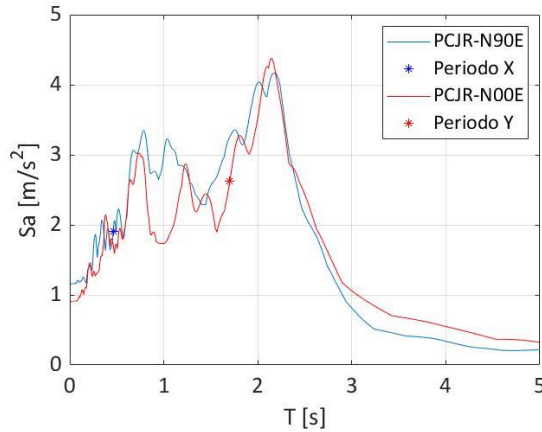


Figura 5.13: Espectros de aceleraciones. Modelo C.

En la Figura 5.14 se aprecia que la estructura se comporta de manera lineal para la dirección longitudinal y se llega a deformaciones del mismo orden de magnitud que en el modelo original. Contrariamente, en la dirección transversal el comportamiento comienza a tener una tendencia no lineal, lo que indica que elementos como columnas y vigas se están rotulando. Adicionalmente, se observa que el corte basal en la dirección longitudinal es mayor al de la dirección flexible.

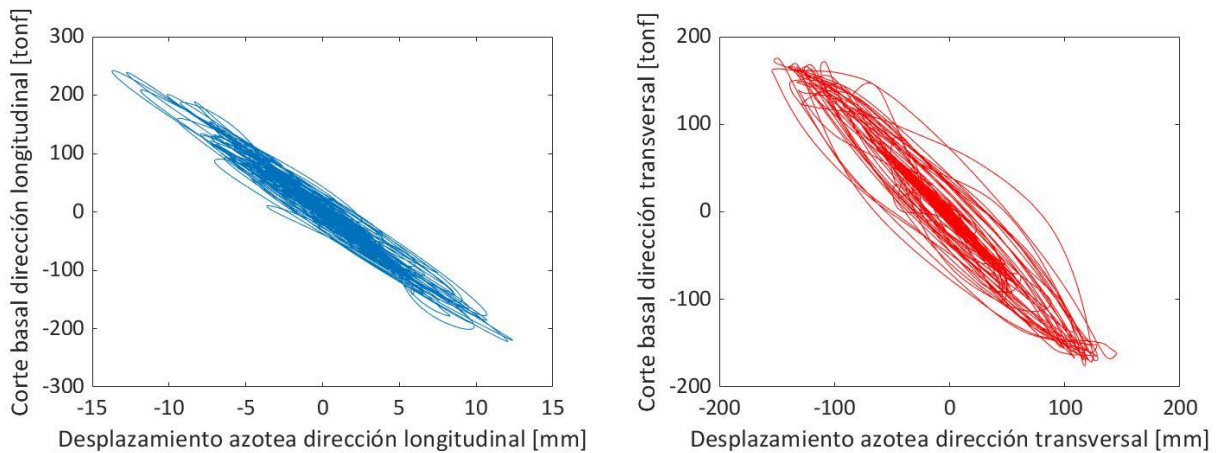


Figura 5.14: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo C.

Se puede observar que al eliminar los muros de la caja de ascensor se llega a desplazamientos totales del orden de los 12 cm en la dirección transversal, concentrándose en los primeros pisos (Ver Figura 5.15). El desplazamiento máximo entre pisos es de aproximadamente 29 mm (Ver Tabla 5.9: Deformaciones relativas. Modelo C. Tabla 5.9) que corresponde a una deformación relativa de entrepisos de 0.9 de la altura entre piso, lo que indicaría que el nivel de daño estructural sería excesivo conforme a la FEMA 356. Dado que Génova se encuentra entre dos estructuras resulta poco factible que el edificio se desplace esa cantidad por lo que esta estructuración no sería razonable, es decir, que los muros en la caja de ascensor se encuentran dilatados o que estos se han separado de los elementos que lo confinan producto de algún sismo anterior. Además, los periodos de la estructura no coinciden con los

obtenidos con la vibración ambiental, por lo que se descarta esta opción. Por otro lado, no se advierten indicios de falla como lo sería si los muros se hubiesen separado de la albañilería.

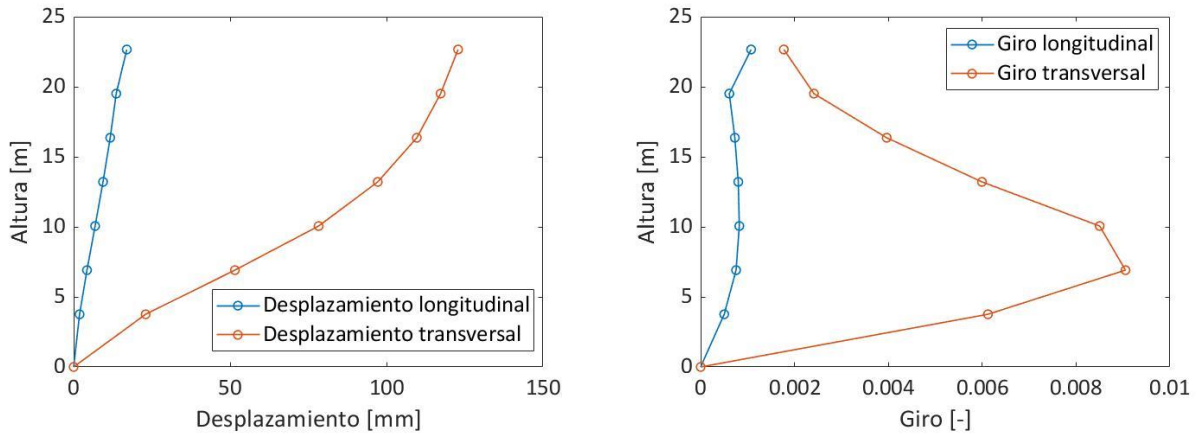


Figura 5.15: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo C.

En la Tabla 5.9 Tabla 5.3 se muestran las deformaciones relativas del centro de masa, se puede apreciar que son altas (mayores a 7.5 mm, según normativa chilena) hasta el nivel 4 y son aproximadamente tres centímetros hasta el nivel 2, lo cual implicaría fallas notoriamente visible en los elementos no estructurales (Instituto Nacional de Normalización, 2012).

Tabla 5.9: Deformaciones relativas. Modelo C.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	3.39	5.58
AZ	1.92	7.60
N4	2.30	12.49
N3	2.53	18.88
N2	2.60	26.78
N1	2.38	28.52
Planta Base	1.89	23.02
Base	0.00	0.00

En la Figura 5.16 se muestran los cortes máximos obtenidos por piso en ambas direcciones, para el instante en el cual el corte basal es mayor. En esta se puede observar como el corte va disminuyendo con la altura y es mayor en la dirección longitudinal.

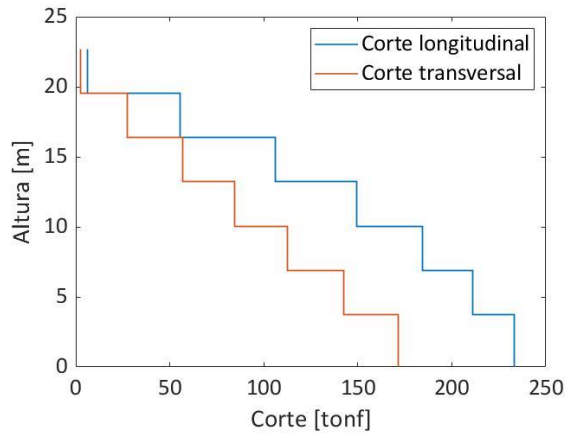


Figura 5.16: Cortes por piso. Modelo C.

En la Figura 5.17 se observa cómo se comporta la estructura transcurrido el sismo, en esta se puede ver la rotulación de las columnas y algunas vigas pertenecientes a la dirección transversal, estas se visualizan de color verde, es decir, se ha superado su capacidad de fluencia (B).

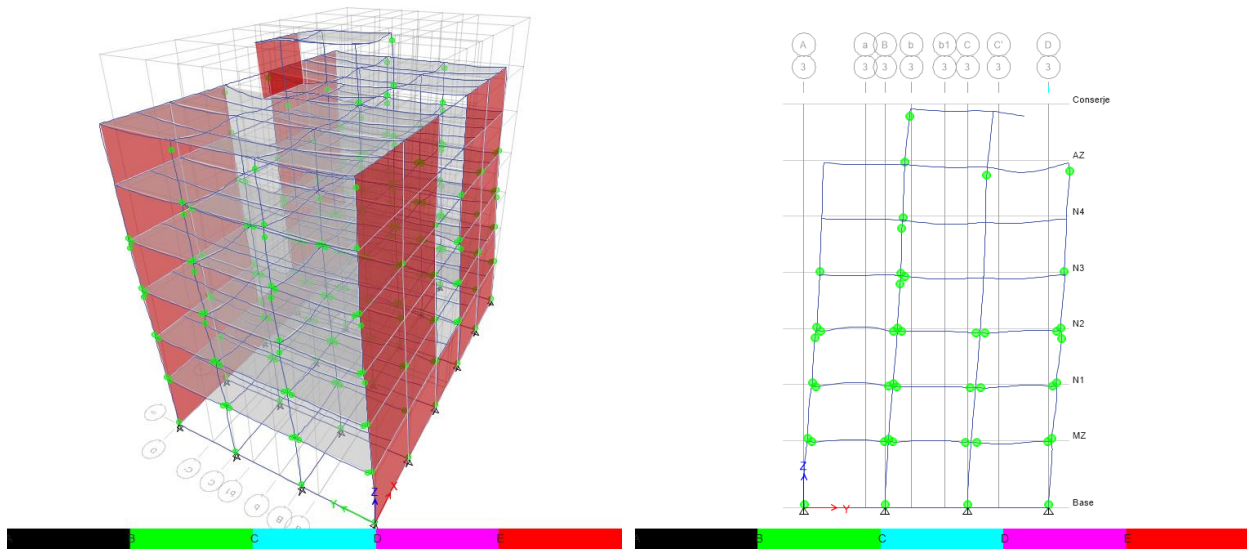


Figura 5.17: Comportamiento modelo C.

A continuación, se muestran las solicitaciones de las columnas en la planta baja para el eje señalado anteriormente (Ver Tabla 5.10), cuando el esfuerzo de corte basal es máximo en esa dirección. En ésta se observa que los esfuerzos de corte se distribuyen de mejor manera entre las columnas. Cabe mencionar que este modelo no es adecuado a la realidad y correspondería a un caso extremo en el que ya no se encuentran los muros, después que hayan contribuido en disipar una cantidad de energía sísmica significativa. Sin embargo, esto último no es posible contemplarlo en el modelo anterior, por lo que más adelante se considerará la contribución parcial de los muros.

Tabla 5.10: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo C.

Columna	3A	3B	3C	3D
Axial [tonf]	40.36	87.26	90.16	70.72
Corte (V2) [tonf]	3.23	10.47	0.39	5.77
Momento (M3) [tonf m]	8.55	31.37	0.71	11.78

5.3 Modelo D: Muros Interiores de Hormigón Armado

Debido a que la respuesta del modelo original, no corresponde al comportamiento real que tuvo el edificio para el terremoto del 19 de septiembre de 2017, en el siguiente apartado se modifican los muros interiores por muros de hormigón, los que tendrían las mismas propiedades para los materiales que las columnas. Esta estructuración resultaría bastante razonable por dos motivos: el calculista debe haber advertido que los marcos no eran capaces por si solo de tomar todo el esfuerzo y también puede haber visto la conveniencia de tener una rigidez similar en ambos sentidos. En la Tabla 5.11 se pueden observar los periodos de la estructura, donde se aprecia que la estructura se rigidiza en ambas direcciones, alejándose de los resultados obtenidos de la vibración ambiental. Sin embargo, si se considera la interacción que existe entre el suelo y la estructura estos deberían aumentar.

Tabla 5.11: Periodos Modelo D.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (Torsión)	0.500	55.66%
2 (T)	0.459	53.00%
3 (L)	0.336	68.84%
4 (Torsión)	0.154	14.51%
5 (T)	0.113	22.69%
6 (L)	0.102	12.43%
7 (L)	0.083	4.95%

Los valores de periodo obtenidos corresponden a un valor en el espectro de aceleración en la dirección transversal de 1.73 m/s^2 (Ver Figura 5.18), la cual es menor al modelo A.

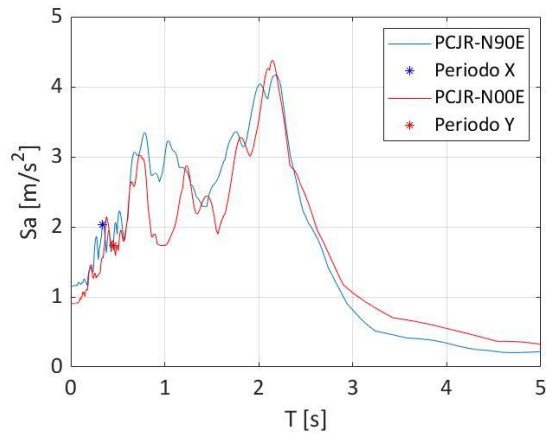


Figura 5.18: Espectros de aceleraciones. Modelo D.

En la Figura 5.19 se muestra que el corte basal versus el desplazamiento de la azotea se comporta de manera lineal para ambas direcciones.

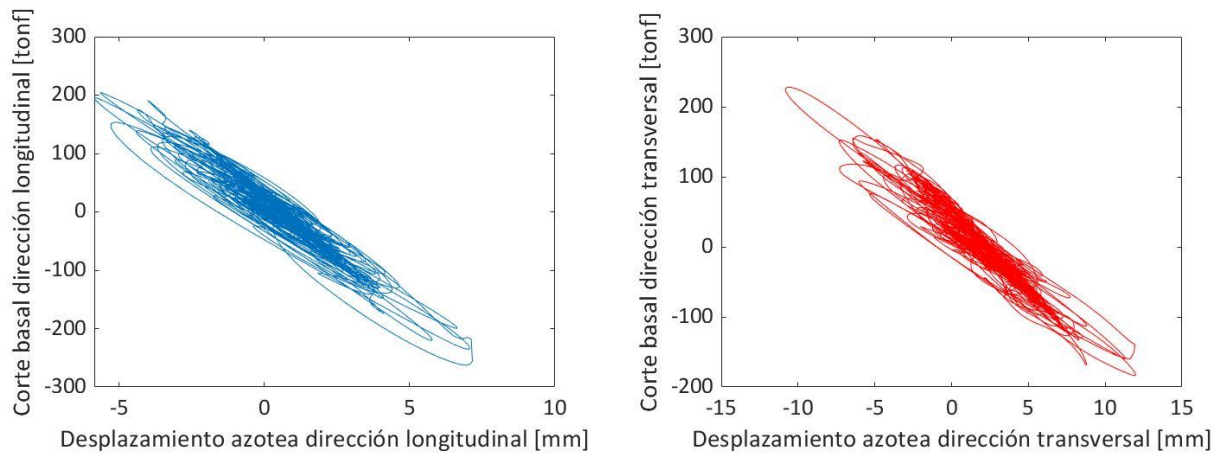


Figura 5.19: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo D.

En la Figura 5.20 se destaca que el desplazamiento en la azotea ha disminuido casi en 4 veces en la dirección transversal, comparando con el modelo original (Modelo A), esto debido al incremento de la rigidez de la estructura que produce el muro de hormigón. El aumento de la rigidez en la estructura significa un distanciamiento del peak en el espectro de aceleraciones y consecuentemente una disminución del desplazamiento del centro de masas.

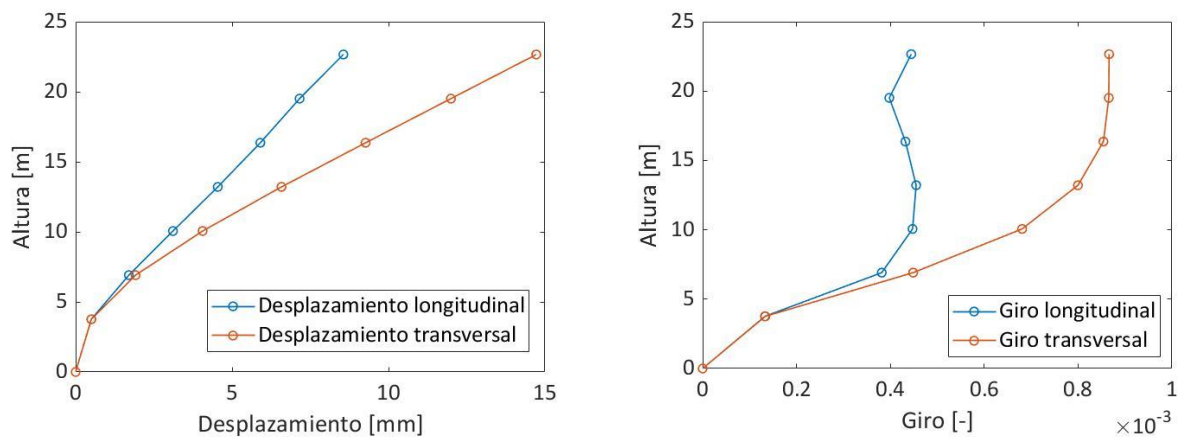


Figura 5.20: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo D.

En la Tabla 5.12 se muestran las deformaciones relativas del centro de masa, se puede apreciar que se concentran en los pisos tipos y son menores a los 7.52 mm, lo que aseguraría un buen comportamiento de los elementos no estructurales (Instituto Nacional de Normalización, 2012).

Tabla 5.12: Deformaciones relativas. Modelo D.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.40	2.73
AZ	1.25	2.73
N4	1.36	2.69
N3	1.43	2.52
N2	1.41	2.14
N1	1.20	1.41
Planta Base	0.50	0.50
Base	0.00	0.00

En la Figura 5.21 se muestran los cortes obtenidos por piso en ambas direcciones, para el instante en el cual el corte basal es mayor, se puede apreciar que el corte disminuye con la altura y es mayor en la dirección longitudinal. Se observa que los valores son del orden del modelo A.

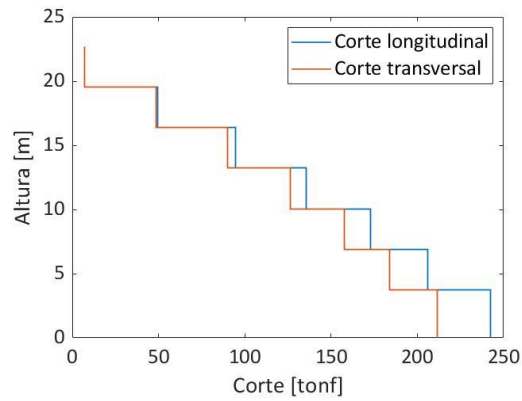


Figura 5.21: Cortes por piso. Modelo D.

En seguida se muestra el comportamiento del modelo, en la Figura 5.22 se puede observar como el edificio tiene una conducta más elástica, ya que no se presentan rótulas en ninguna elevación.

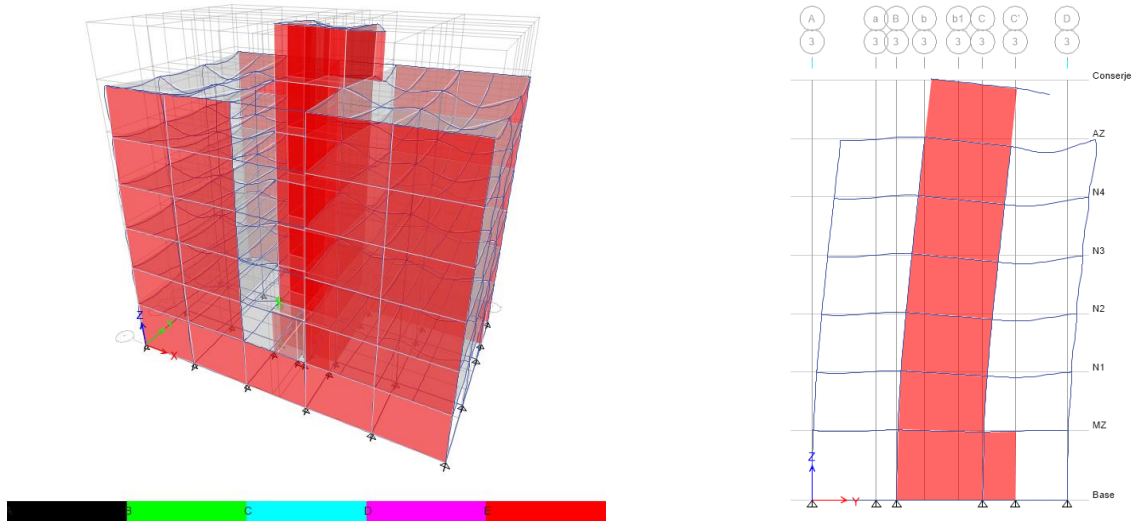


Figura 5.22: Comportamiento modelo D.

En la Tabla 5.13 y en la Tabla 5.14 se muestran los esfuerzos de las columnas y del muro que es más solicitado en la dirección corta respectivamente, lo anterior se realiza en el instante en que el corte en la base es máximo en la dirección en cuestión, en éstas se puede observar que el corte es bajo en las columnas producto de que el muro resiste gran parte de éste, ya que presenta una mayor rigidez.

Tabla 5.13: Esfuerzos de columnas de la planta baja, eje 3. Modelo D.

Columna	3A	3B	3C	3D
Axial [tonf]	34.14	90.32	21.58	26.25
Corte (V2) [tonf]	0.15	0.53	0.53	0.16
Momento (M3) [tonf m]	0.50	1.44	1.97	0.51

Tabla 5.14: Esfuerzos del muro en eje 3. Modelo D.

Muro	PB
Axial [tonf]	81.73
Corte (V2) [tonf]	66.41
Momento (M3) [tonf m]	470.26
Largo [m]	6.4

Con los esfuerzos obtenidos se procederá a verificar el muro suponiendo que tiene armadura repartida mínima dado que no se tiene información. Considerando criterios de armadura mínima como así también de espaciamiento máximo de la enfierradura, se ha supuesto que el muro debería tener una malla repartida igual al 2‰ en la vertical y al 2.5‰ en la horizontal (Comité ACI 318, 2014). Cabe mencionar que no serán utilizados los factores de seguridad, ya que se está verificando si falla o no la estructura.

Primeramente, se verificará el muro de hormigón armado al corte con los datos de la Tabla 5.15.

Tabla 5.15: Datos para verificar corte. Modelo D.

Corte	66400	kgf
Resistencia del concreto f'c	200	kgf/cm²
Fluencia del acero Fy	2800	kgf/cm²
Factor de reducción (φ)	1*	-
Diámetro barra transversal (2 ramas)	8	mm²
Separación requerida	No requiere**	cm
Separación máxima supuesta para cumplir cuantía mínima	37	cm

*No se consideró 0.85, ya que esto representaría un factor de seguridad del material, lo cual no corresponde para verificar si hubo colapso o no.

**El esfuerzo solicitante es levemente menor a Vc, es decir, la tensión solicitante es levemente inferior a la tensión resistente del hormigón sin armadura, según todo lo anterior el muro no tendría problemas para resistir el corte.

Para verificar el muro a flexocompresión se considera la armadura mínima repartida mencionada y los datos indicados en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16: Datos para verificar flexión. Modelo D

Carga axial	81.7	tonf
Momento	470.3	tonf m
Cuantía de acero repartido	4	cm²/m
Fluencia del acero Fy	2800	kgf/cm²
Resistencia del concreto f'c	200	kgf/cm²
Armadura de borde requerida	9.4	cm²

Según lo anterior, el muro tendría la armadura necesaria para resistir la flexocompresión.

5.4 Modelo E: Considerando Interacción Suelo-Estructura

El modelo realizado a continuación considera el caso en que los muros interiores son de hormigón armado (Modelo D), pero se analiza considerando la interacción que existe entre el suelo y la estructura teniendo en cuenta los parámetros obtenidos en el Capítulo 4 para Génova (Ver Tabla 4.2).

De los resultados se espera obtener un comportamiento similar al de la estructura, no presentando daños. En la Tabla 5.17 se observan los periodos obtenidos, donde se puede apreciar que los valores se acercan de mejor manera a los de la vibración ambiental, comparándolo con el modelo F.

Tabla 5.17: Periodos modelo E.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.720	75.12%
2 (L)	0.691	73.21%
3 (Torsión)	0.608	78.63%
4 (Torsión)	0.233	9.12%
5 (T)	0.217	21.21%
6 (L)	0.202	11.70%
7 (L)	0.116	1.16%

El valor del periodo en la dirección transversal correspondería a una aceleración espectral de $2.99 m/s^2$ para la dirección transversal, se destaca que esta es mayor que la del caso D (Ver Figura 5.23).

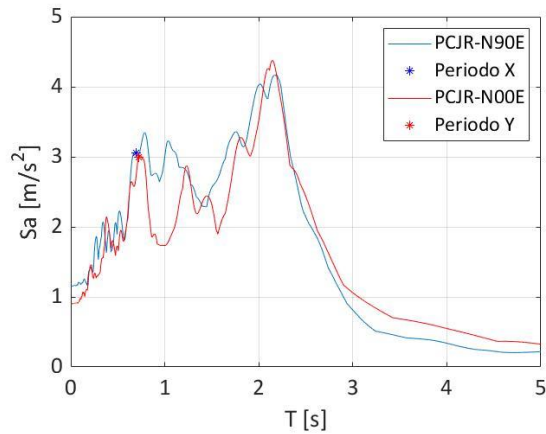


Figura 5.23: Espectros de aceleraciones. Modelo E.

En cuanto al comportamiento del corte basal en función del desplazamiento de la azotea existe un leve comportamiento no lineal (Ver Figura 5.24). Lo anterior indica que existe alguna rotulación de los elementos.

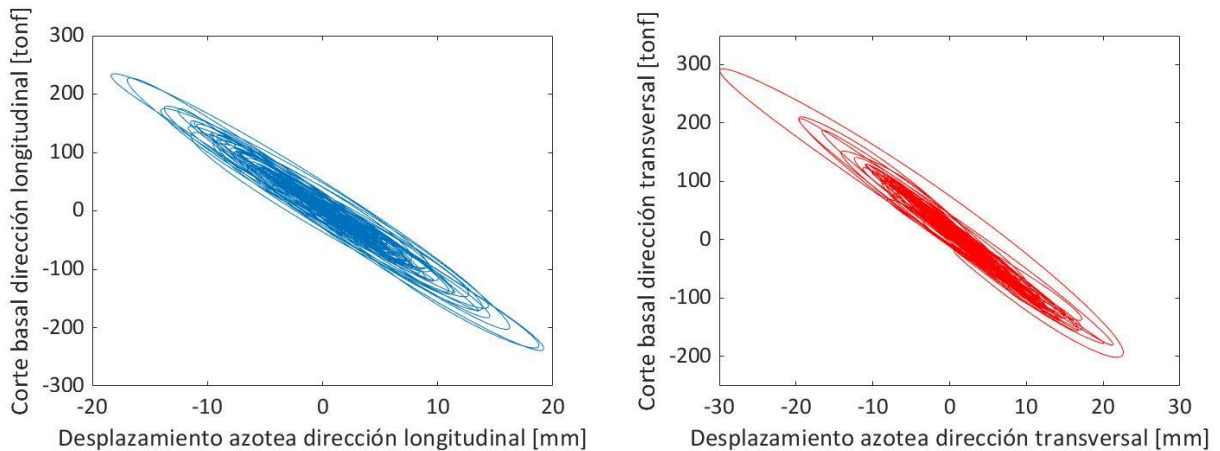


Figura 5.24: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo E.

En la Figura 5.25 se muestra el desplazamiento máximo que ocurre en cada piso, aquí se observa que la flexibilización del modelo ha significado el aumento en los desplazamientos de la estructura y que un 18% de la deformación está siendo tomada por el suelo en la dirección longitudinal y un 15% en la dirección transversal.

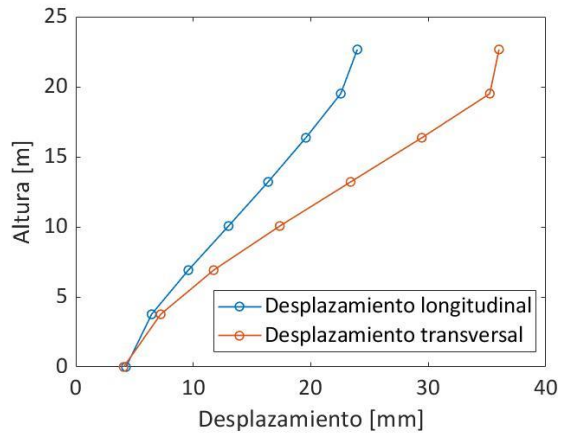


Figura 5.25: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo E.

En la Tabla 5.18 se muestran las deformaciones relativas del centro de masa, se aprecia que se concentran en los pisos tipos y son menores a los 7.52 mm, lo que aseguraría un buen comportamiento de los elementos no estructurales (Instituto Nacional de Normalización, 2012).

Tabla 5.18: Desplazamiento relativo. Modelo E.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.409	0.781
AZ	2.972	5.788
N4	3.209	6.054
N3	3.372	6.032
N2	3.419	5.627
N1	3.123	4.504
Planta Base	2.186	3.153
Base	4.269	4.074

En la Figura 5.26 se muestran los cortes máximos obtenidos por piso en ambas direcciones. En esta se puede observar como el corte va disminuyendo con la altura y es mayor en la dirección transversal.

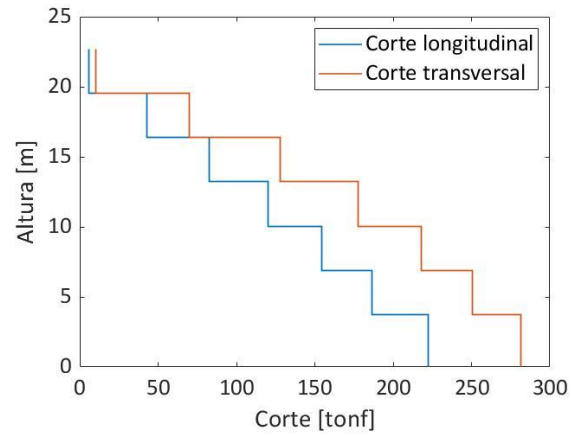


Figura 5.26: Cotes por piso. Modelo E.

Se visualiza en la Figura 5.27 como se comporta el edificio considerando la interacción suelo estructura, en esta se tiene que las columnas se están deformando plásticamente en la caja de ascensor y escalera en la dirección transversal.

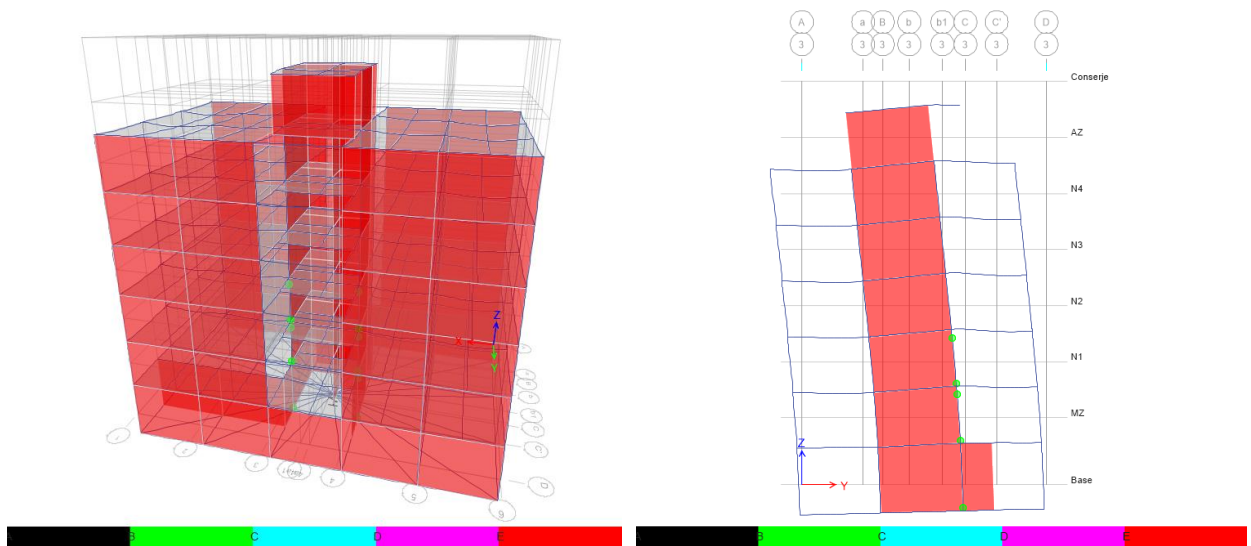


Figura 5.27: Comportamiento modelo E.

En la Tabla 5.19 se observan los esfuerzos de las columnas del eje que presenta la mayor sollicitación en la dirección corta. Esto ocurre en el nivel 1.

Tabla 5.19: Esfuerzos de columnas eje 3. Modelo E.

Columna	3A	3B	3C	3D
Axial [tonf]	26.26	77.74	60.36	38.8
Corte (V2) [tonf]	0.10	0.56	0.87	0.58
Momento (M3) [tonf m]	0.26	1.74	4.38	1.4

En la Tabla 5.20 se muestran los esfuerzos del muro para el caso crítico, correspondiente al nivel 1 (N1) que coincide con el lugar donde el muro reduce su dimensión.

Tabla 5.20: Esfuerzos del muro en eje 3. Modelo E.

Muro	N1
Axial [tonf]	10.56
Corte (V2) [tonf]	104.53
Momento (M3) [tonf m]	432.22
Largo [m]	4.65

Considerando los mismos criterios que para el modelo con muros de hormigón en la caja de ascensor se verifica en primer lugar la resistencia del muro al corte con los datos de la Tabla 5.21.

Tabla 5.21: Datos para verificar corte. Modelo E.

Corte	104000	kgf
Resistencia del concreto f'c	200	kgf/cm²
Fluencia del acero Fy	2800	kgf/cm²
Factor de reducción (φ)	1*	-
Diámetro barra transversal (2 ramas)	8	mm²
Separación requerida	25	cm²
Separación máxima supuesta para cumplir cuantía mínima	37	cm²

A partir de estos valores se concluye que el muro estaría levemente superado por corte si tuviera una armadura mínima.

Al verificar el muro a flexocompresión considerando armadura repartida mínima y los datos de la Tabla 5.22 se llega a que se necesitaría una armadura de borde de 35.9 cm^2 , sin embargo, las columnas, que representan la armadura de borde del muro, poseen un área total de 15.52 cm^2 , por este motivo el muro fallaría.

Tabla 5.22: Datos para verificar flexión. Modelo E.

Carga axial	10.56	tonf
Momento	432	tonf m
Cuantía de acero repartido	4	cm²/m
Fluencia del acero Fy	2800	kgf/cm²
Resistencia del concreto f'c	200	kgf/cm²
Armadura de borde requerida	35.9	cm²

Armadura de borde dispuesta 15.5 cm^2

Finalmente, para este modelo se considera el efecto de fisuración de en los elementos de hormigón armado. Para esto se reduce a un 70% el módulo de elasticidad del material, lo cual se manifiesta en un aumento del periodo, llegando a valores de 0.783 y 0.702 segundos en la dirección transversal y longitudinal respectivamente. En la dirección transversal corresponde a una aceleración espectral de $2.92 m/s^2$. Si bien este valor es bastante similar al caso sin fisuración, los elementos no son capaces de resistir las sollicitaciones con las armaduras mencionadas.

Si bien sería factible que de acuerdo al comportamiento que se tratara de muros interiores de hormigón armado, esto no sería acorde a lo observado en el edificio.

5.5 Modelo F: Modelo Original con Resortes Laterales

Debido a que se observó daño por impacto en los muros exteriores de la fachada longitudinal, en particular justo sobre el segundo nivel, lo que además es coincidente con la altura de las construcciones aledañas a ambos lados, se consideró un modelamiento que simula este amortiguamiento a través de un sistema de resortes con una rigidez total que sumada a la rigidez propia del edificio logran un periodo levemente menor al equivalente al de la vibración ambiental de la estructura en la dirección transversal (Ver Tabla 5.23).

Tabla 5.23: Periodos modelo F.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.734	59.22%
2 (Torsión)	0.471	61.14%
3 (L)	0.437	67.51%
4 (T)	0.220	18.07%
5 (Torsión)	0.153	17.63%
6 (L)	0.147	12.66%
7 (T)	0.134	19.59%

El valor del periodo en la dirección transversal corresponde a una aceleración espectral de $3.03 m/s^2$ y de $1.66 m/s^2$ en la longitudinal lo que puede ser visto en la Figura 5.28Figura 5.23.

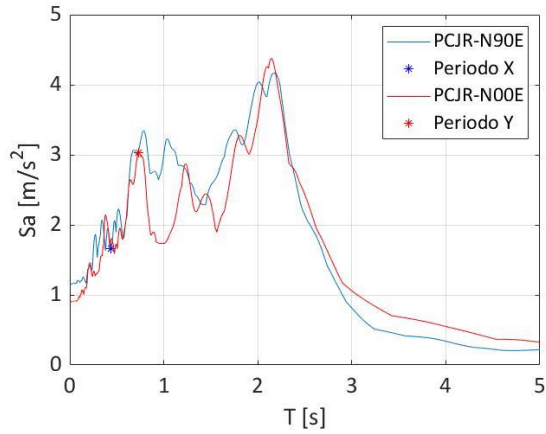


Figura 5.28: Espectro de aceleración. Modelo F.

Se puede ver como el modelo se comporta de manera lineal, no obstante, en cierto instante sufre un cambio abrupto en el cual los resultados se alejan repentinamente de la conducta inicial Figura 5.29.

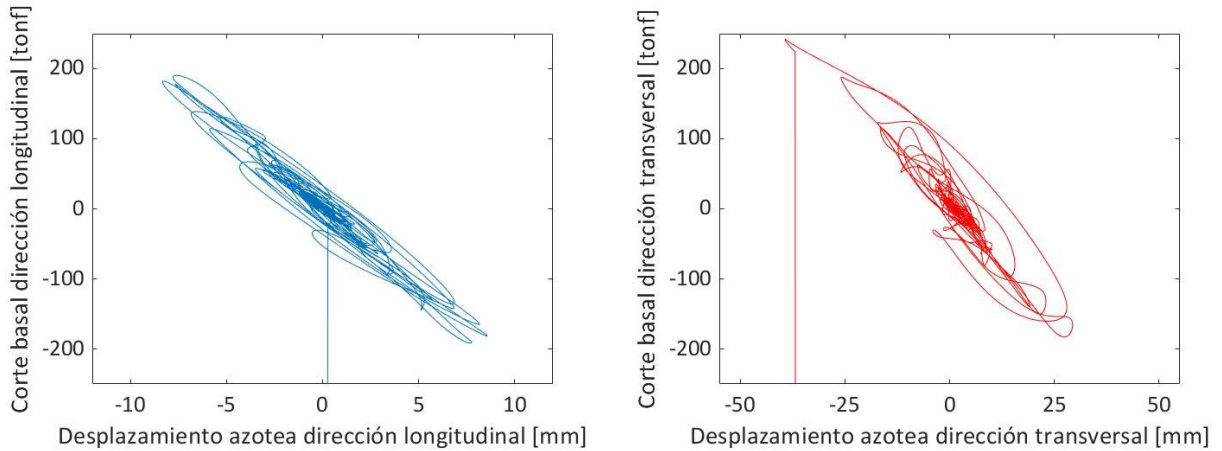


Figura 5.29: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo F.

En la Figura 5.30 se muestran los desplazamientos totales del centro de masa en la altura, en ésta se puede apreciar como los desplazamientos aumentan notoriamente en el tercer nivel en comparación con los inferiores, esto producto del casi empotramiento que generan los resortes en el segundo piso.

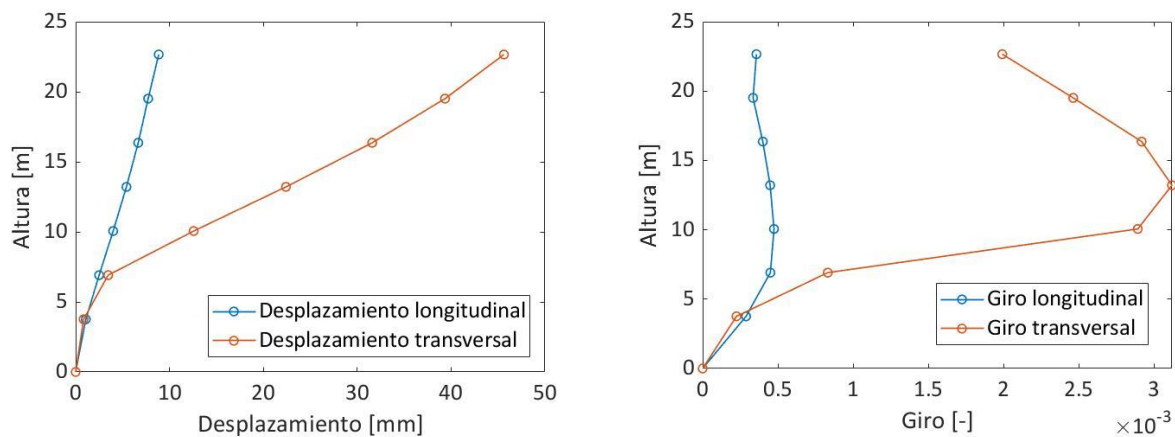


Figura 5.30: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo F.

En la Tabla 5.24 se observan las deformaciones relativas de entre piso, en estas se puede observar que son levemente mayores de 7.50 cm por lo cual se debiera esperar que hubiese algún daño o fisuración muy menor en los elementos no estructurales.

Tabla 5.24: Deformación relativa. Modelo F

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.126	6.274
AZ	1.056	7.759
N4	1.259	9.192
N3	1.413	9.827
N2	1.494	9.111
N1	1.418	2.62
Planta Base	1.085	0.846
Base	0	0

Aún cuando el amortiguamiento disminuye los esfuerzos de corte en los dos primeros niveles, en los pisos siguientes los esfuerzos siguen siendo demasiado altos lo que supone que los muros necesariamente pierdan el comportamiento lineal, estando en un estado de fisuración y/o agrietamiento con una rigidez degradada, por lo cual en el modelo siguiente se representará esta situación.

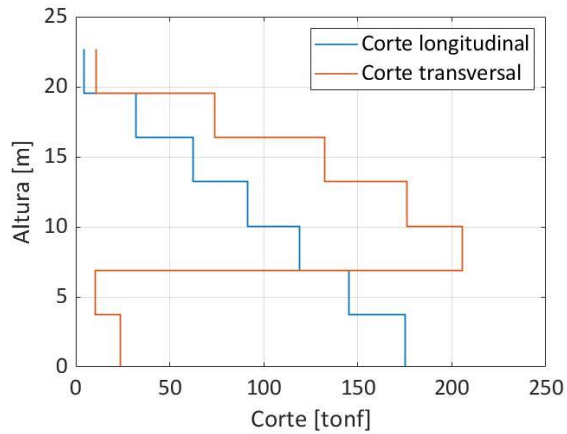


Figura 5.31: Cortes por piso. Modelo F.

Se visualiza en la Figura 5.32Figura 5.27 como se comporta el edificio considerando los resortes a nivel del segundo piso en un instante previo al colapso, en esta, se tiene que las columnas se están deformando plásticamente en la caja de ascensor y escalera en la dirección transversal, superando su capacidad última (E).

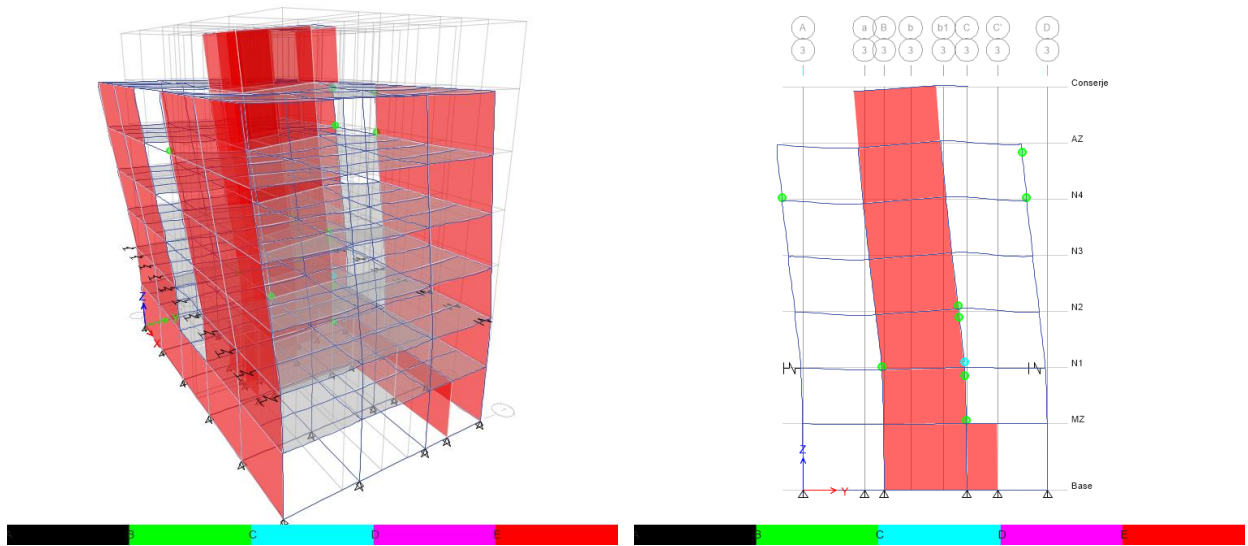


Figura 5.32: Comportamiento modelo F.

Al observar el esfuerzo de corte en el muro que se encuentra sobre los resortes se tiene que este presenta una sollicitación de 84 tonf, por lo que estaría colapsado debido a que su esfuerzo resistente corresponde a 3.8 kgf/cm^2 , es decir, resiste 26.5 tonf. Por este motivo el modelo no representaría al edificio en cuestión a partir del instante en que los muros se ven sobrepasados, dado que se les degrada considerablemente la rigidez, por lo que parte de los esfuerzo se traspasan hacia los marcos

5.6 Modelo G: Resortes Laterales y Puntal en Compresión

Como se decía en el capítulo anterior los muros interiores en la dirección transversal estarían todos ampliamente sobrepasados. Los tres muros en cuestión presentan las siguientes características:

-Eje 3: Muro de albañilería bien confinado en ambos extremos.

-Eje 4: Aparentemente tendría solo un pilar importante en un extremo.

-Eje 4a: No aparece un elemento importante de confinamiento, aunque pudiera tener algún elemento menor del mismo espesor del muro.

Según lo anterior se consideró solo para el eje 3 un modelo en el cual se representa una condición en la cual el muro está en una etapa de agrietamiento por lo que el paño de albañilería no resiste directamente el corte si no que la albañilería ya agrietada actúa como un puntal diagonal entre cada esquina.

En cuanto a los otros dos ejes como no hay elementos fuertes de confinamiento en ambos extremos, se estimó inconveniente modelarlos como el eje 3, ya que es imprescindible que los elementos de borde, además de existir, deben resistir finalmente todo el corte para que el sistema no colapse en su totalidad. No obstante a lo anterior, como igualmente tienen esfuerzos grandes, se supuso que tienen su rigidez degradada, por lo que se minoró su módulo de elasticidad para representar dicho estado.

En base al modelo inmediatamente anterior el desplazamiento entre pisos entre el nivel 2 y 3 es de 9 milímetros en la dirección transversal, lo cual significa que los muros en cuestión tienen una distorsión angular que se calcula como $\frac{\Delta}{h}$, es decir, 2.9‰ esto significa que según lo citado en la sección 2.5.1, Figura 2.10, los muros se encontrarían en el estado descrito como (ELDC) que significa estado de daño controlado, por lo que se justifica plenamente utilizar en el eje 3 un modelo de puntal de compresión que se describe a continuación.

Basado en el artículo de S. Hwang, W. Fang, H. Lee y H. Yu (2001) se tiene que la albañilería antes del colapso trabajaría como un puntal en compresión como es señalado en la Figura 5.33.

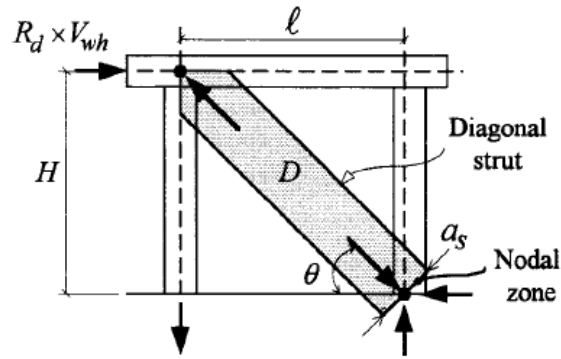


Figura 5.33: Puntal en compresión (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001).

El espesor del puntal corresponde al espesor del muro de albañilería, para determinar el ancho del puntal se emplea la ecuación (5.1).

$$D = \left(0.25 + \frac{0.85 \cdot N}{A_w \cdot f'_c} \right) l_w \quad (5.1)$$

Dónde:

A_w : área del muro.

l_w : largo de la albañilería incluyendo los pilares que lo confinan.

N : Carga axial.

f'_c : Resistencia a la compresión columnas de hormigón.

Luego, para poder realizar el modelamiento se consideran dos puntales de acero de área equivalente sólo a un puntal en compresión, ya que la albañilería no resiste a tracción. A partir de la relación entre los módulos de elasticidad de la albañilería y el acero se representa el área equivalente de dicho puntal. Se optó por hacer la equivalencia en acero, ya que en la medida en la que no exista pandeo el comportamiento es igual en tracción y en compresión por lo que se puede disponer de dos diagonales en cruz, considerando que el sismo actúa en ambos sentidos.

Según el largo del muro de 5.1 m, la relación entre los módulos de elasticidad de 0.007, se necesitaría un área equivalente de 19.6 cm^2 que entre los dos puntales corresponderían a perfiles tubulares de 130/130/2, los cuales se colocan reemplazando sólo el muro de la elevación 3.

Es necesario mencionar que en la dirección longitudinal los esfuerzos resistentes de corte en los muros no se ven sobre pasados, debido a la mayor densidad de muro en este eje, por este motivo no se les realiza ninguna modificación en el modelo.

En la Tabla 5.25 se aprecia que el periodo en la dirección transversal aumentó respecto al modelo F, ya que al considerar que la albañilería se encuentra fisurada el edificio se flexibiliza.

Tabla 5.25: Periodos modelo G.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.869	56.68%
2 (Torsión)	0.457	53.91%
3 (L)	0.435	62.40%
4 (T)	0.282	9.38%
5 (T)	0.167	5.06%
6 (L)	0.152	7.57%
7 (T)	0.151	17.75%
8 (Torsión)	0.143	19.99%

A continuación en la Figura 5.34 se ve que el periodo mencionado en la dirección transversal, corresponde en el espectro de aceleraciones a 1.86 m/s^2 .

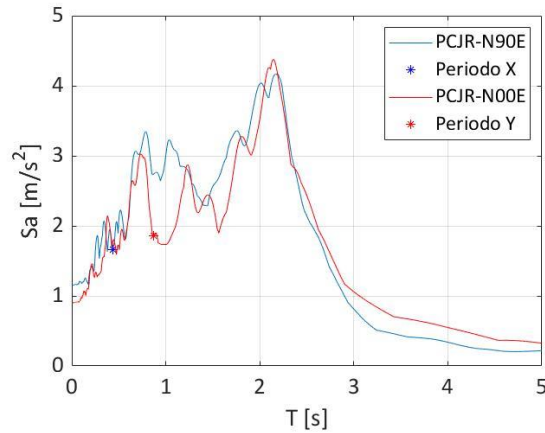


Figura 5.34: Espectro de aceleración. Modelo G.

En la Figura 5.35 se observa el corte basal en función del desplazamiento de la azotea, en esta se puede ver como la dirección longitudinal presenta un comportamiento lineal y en la transversal se comienza a apreciar una incursión en el rango no lineal.

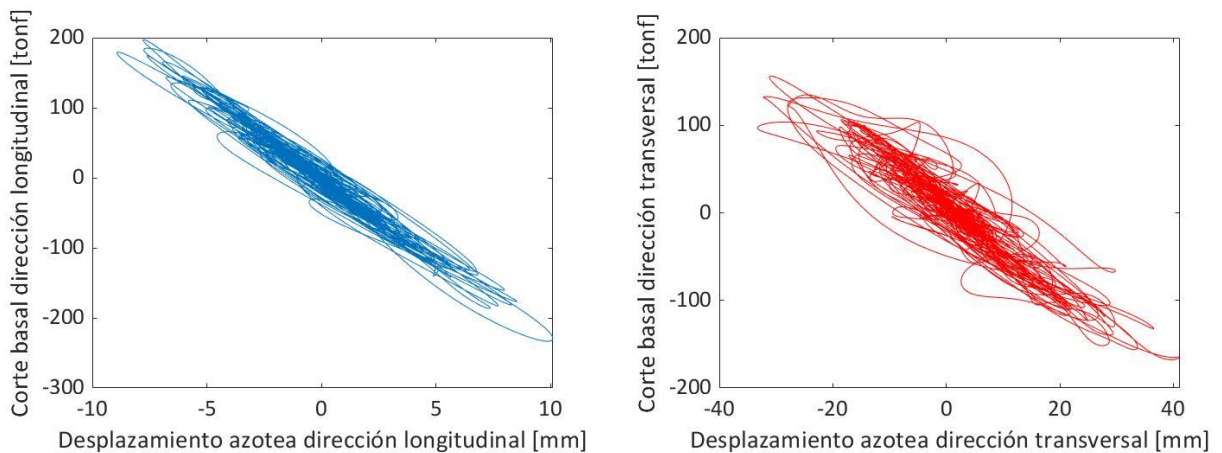


Figura 5.35: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo G.

A partir de la Figura 5.36 se puede analizar que el modelo sigue empotrándose a nivel del segundo piso en la dirección transversal, llegando a desplazamientos totales en la azotea de 50 milímetros, además, las deformaciones se concentran en el piso superior a los resortes.

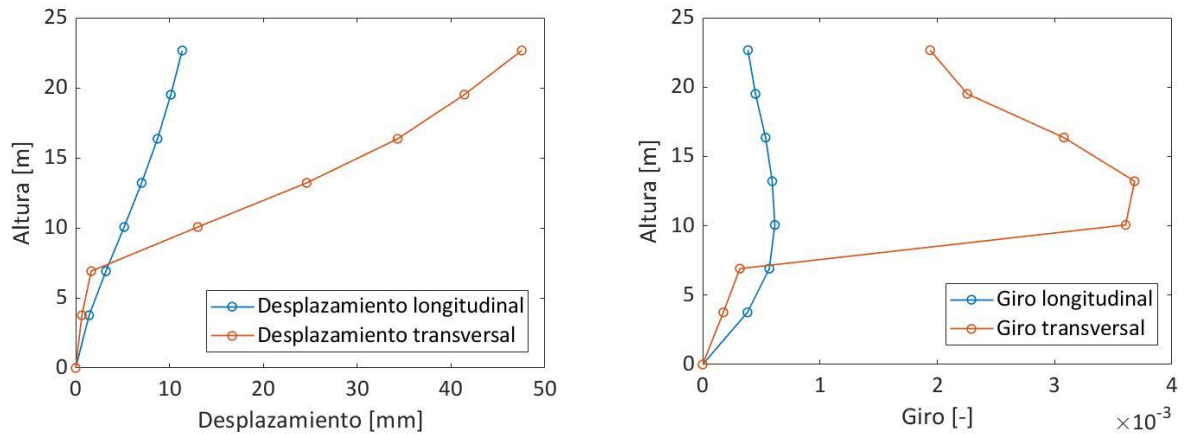


Figura 5.36: Desplazamiento y giro del centro de masa en función de la altura. Modelo G.

La Tabla 5.26 señala las deformaciones relativas por piso, aquí se puede apreciar que las deformaciones son de aproximadamente 11.6 milímetros en la dirección transversal, si bien con estos valores se podría observar daños en los elementos no estructurales, la deformación angular en los muros corresponde al estado descrito como (ELDC), es decir, daño controlado.

Tabla 5.26: Deformación relativa. Modelo G.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	1.217	6.107
AZ	1.418	7.105
N4	1.69	9.697
N3	1.867	11.597
N2	1.939	11.356
N1	1.79	0.999
Planta Base	1.437	0.664
Base	0	0

En la Figura 5.37 se muestran los cortes máximos obtenidos por piso en ambas direcciones. Se puede visualizar que en la dirección transversal se produce un quiebre a nivel del segundo piso producto del empotramiento que generan los resortes.

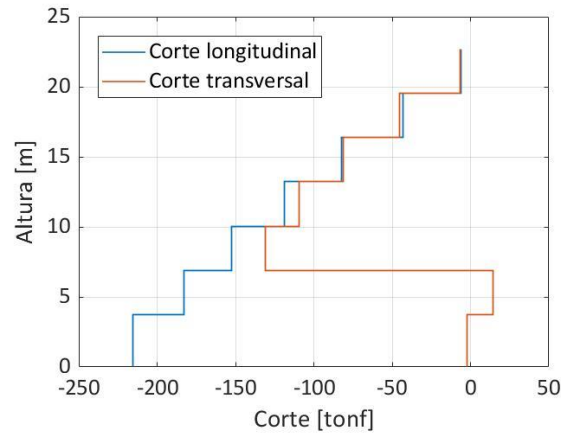


Figura 5.37: Cortes por piso. Modelo G.

En la Figura 5.38 se observa como las rótulas se forman en las columnas de la dirección transversal que se encuentran sobre los resortes.

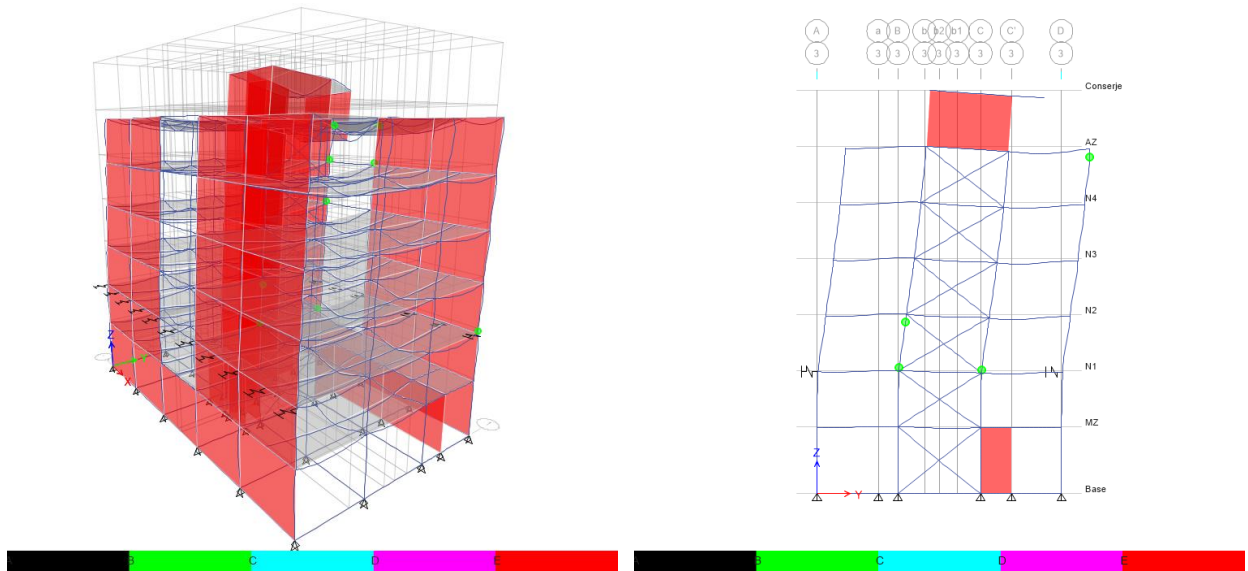


Figura 5.38: Comportamiento modelo G.

Se procede a determinar cuanto es el esfuerzo de corte que es repartido entre los puntales de la elevación, para esto en la Figura 5.39 son señalados los esfuerzos de axiales en las diagonales presentes sobre el resorte producto de todas las solicitaciones y los esfuerzos axiales debido a las cargas estáticas respectivamente.

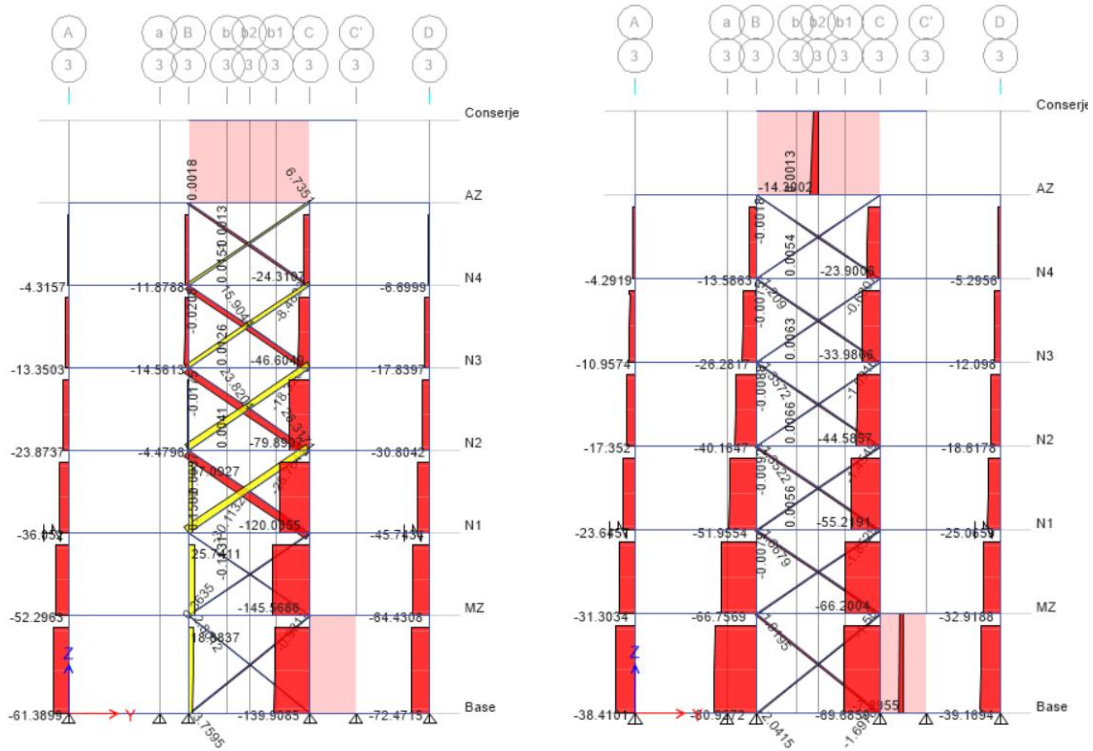


Figura 5.39: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo G.

En la Tabla 5.27 se muestran los valores obtenidos una vez de sumar los esfuerzos señalados en la Figura 5.39, finalmente a partir de estos se obtiene el corte solicitante por sismo que presentan los puntales al descomponer los esfuerzos en la horizontal. Esto representa la sollicitud total de corte en el muro.

Cabe mencionar que los muros presentes en las elevaciones 4 y 4a presentan sollicitaciones al corte de 20.3 y 7.2 tonf lo que se traduciría en una tensión de 4.3 kgf/cm^2 y de 1.4 kgf/cm^2 respectivamente, que para el caso del primer muro estaría excedida.

Tabla 5.27: Sollicitación de puntales. Modelo G

	Carga Axial [tonf]
Puntal en tracción	24.65
Puntal en compresión	-31.96
Corte total	50.52

En la Tabla 5.28 se realiza un análisis comparativo entre este modelo y el anterior.

Tabla 5.28: Comparación modelo F y G.

	Modelo F	Modelo G	Diferencia
Corte Basal Transversal [tonf]	242.02	167.81	74.21
Corte muro/puntal N2 elevación 3 B-C [tonf]	80.08	50.52	29.56
Corte muro N2 elevación 4 B-C [tonf]	50.85	20.31	30.54

Corte muro N2 elevación 4ª B-C [tonf]	34.84	7.20	27.64
---------------------------------------	-------	------	-------

Al analizar el corte basal se puede decir que al flexibilizarse la estructura se indaga en una menor aceleración en el espectro de aceleraciones y por ende una reducción en el corte basal en un 30% concordante con las aceleraciones que se muestran en las figuras de los espectros en ambos modelos.

Además de lo anterior, como ya se decía el corte basal baja de manera importante, sin embargo, a nivel del segundo piso hay una diferencia total de 90 toneladas menos de corte que toman los tres muros principales (170 tonf modelo F versus 78 tonf modelo G), lo que demuestra que además de la baja total del esfuerzo de corte que es de 74 toneladas a nivel de la base, la diferencia de esfuerzo a nivel de segundo piso es mayor, por lo que los muros están traspasando una parte importante de los esfuerzos hacia los marcos.

En la Figura 5.40 y en la Figura 5.41 se comparan los esfuerzos de corte y momento para el mismo instante en los modelos F y G respectivamente, en la elevación 2, la cual no presenta muros, por lo que corresponde a un sistema de marcos.

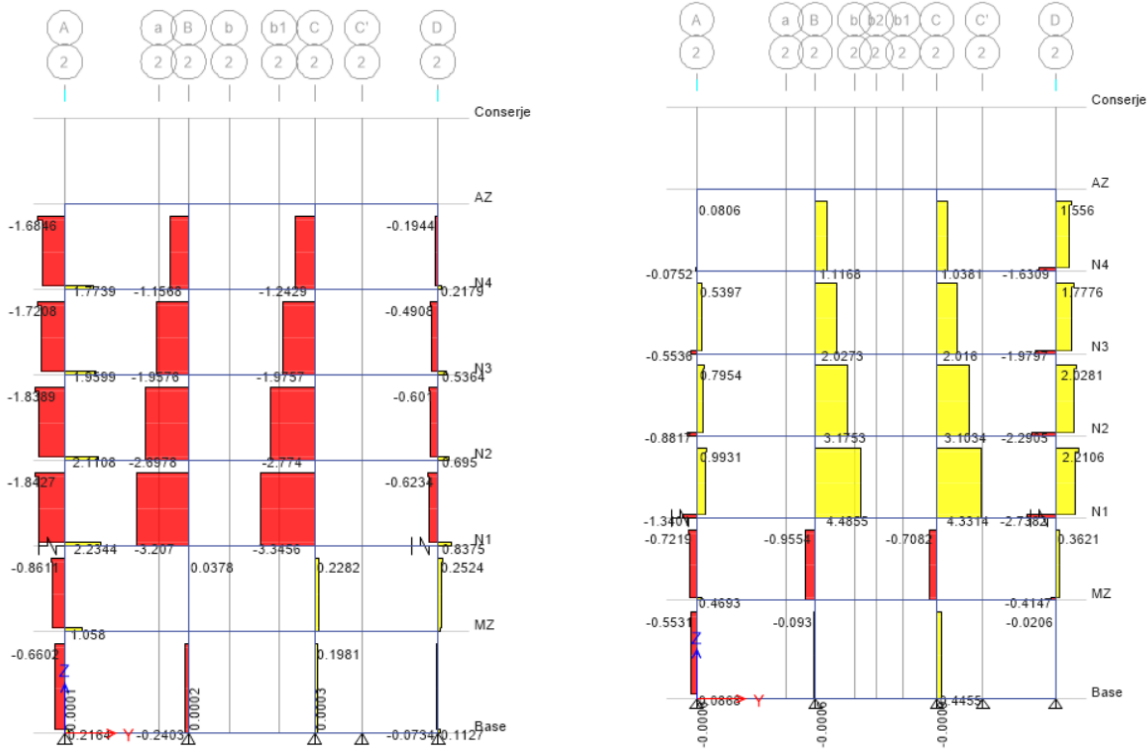


Figura 5.40: Esfuerzos de corte en columnas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.

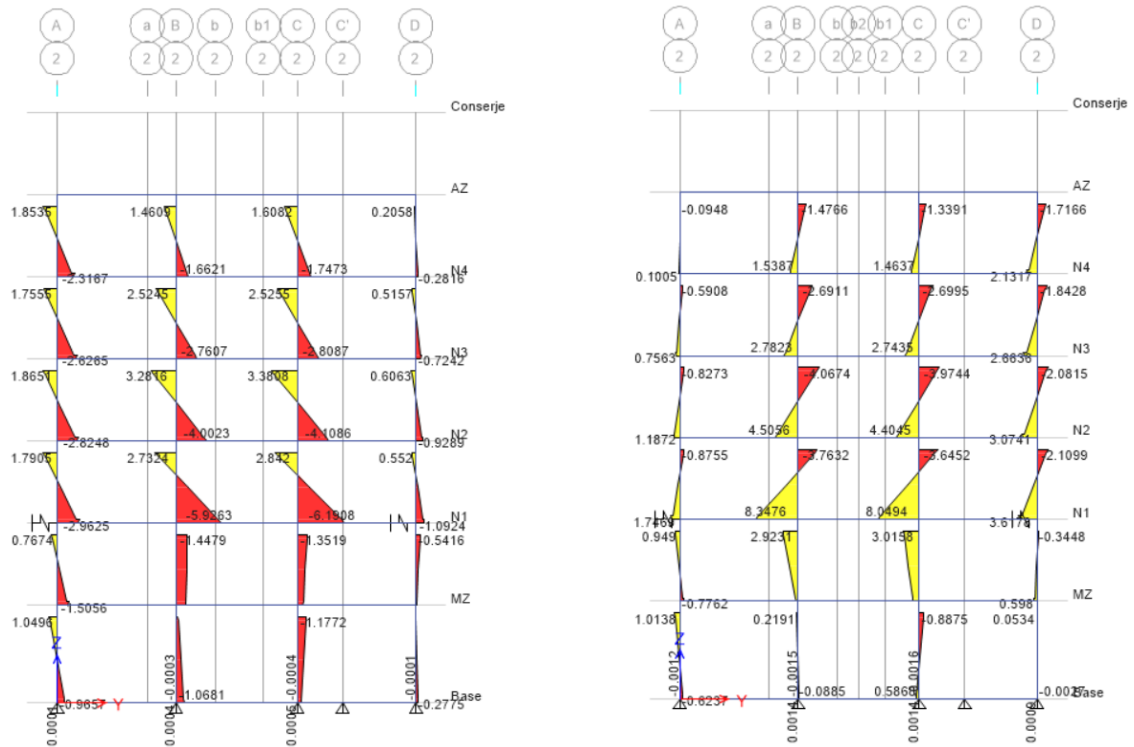


Figura 5.41: Esfuerzos de momento en columnas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.

De las figuras anteriores se puede ver que en el tercer nivel del marco, donde se tiende a empotrar la estructura se tiene que los esfuerzos de corte aumentan en un 30% aproximadamente, lo que es consistente con el traspaso de esfuerzos de los muros hacia los marcos, lo anterior sucede en todos los marcos transversales, un aumento similar sucede en los elementos a flexión.

En la Figura 5.42 y en la Figura 5.43 se comparan los esfuerzos de corte y momento en la misma elevación, esta vez para las vigas.

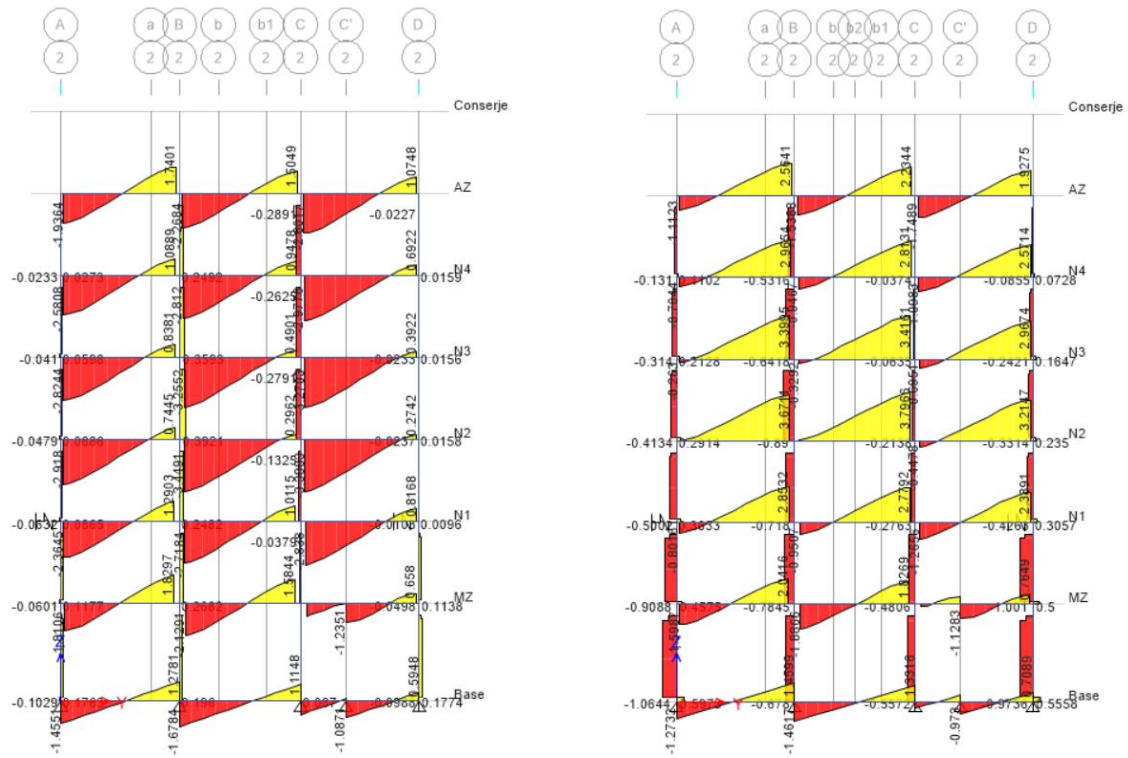


Figura 5.42: Cortes en vigas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.

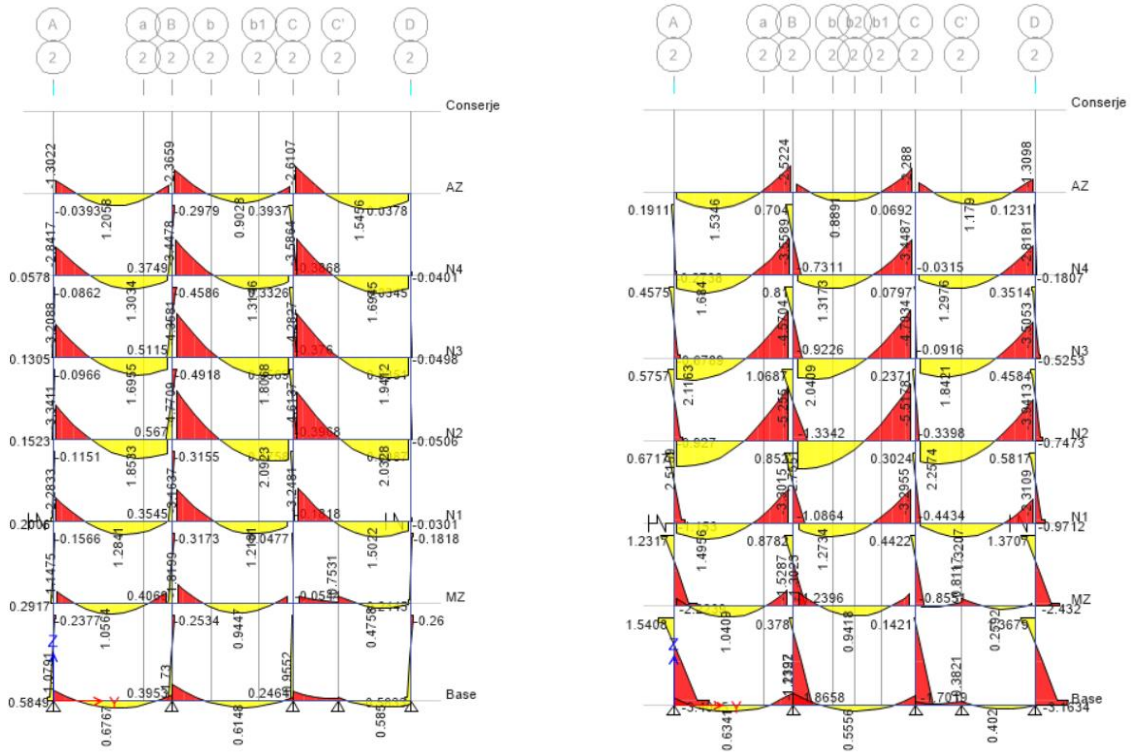


Figura 5.43: Momentos en vigas elevación 2. Modelos F y G respectivamente.

Al igual que en el caso de las columnas los esfuerzos de corte y los esfuerzos máximo de flexión aumentan (distintos instantes), aunque en un menor porcentaje, 12%. A continuación se procede a analizar el efecto del suelo en la estructura.

5.7 Modelo H: Resortes Laterales, Puntal en Compresión e Interacción Suelo-Estructura

En la siguiente sección se analiza el modelo G, pero esta vez se considera el efecto de la interacción suelo estructura. En la Tabla 5.29 se observa como los periodos han aumentado, principalmente en la dirección longitudinal en comparación con el modelo mencionado. En la dirección transversal si bien presenta un aumento este no es tan significativo, producto de que los resortes a nivel del segundo piso empotran la estructura en esa dirección, por lo que los cambios que ocurran sobre ese nivel son más relevantes.

Tabla 5.29: Periodos modelo H.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.889	49.16%
2 (L)	0.722	83.03%
3 (Torsión)	0.438	56.94%
4 (T)	0.278	7.24%
5 (L)	0.223	15.73%
6 (T)	0.176	29.52%
7 (T)	0.165	3.69%

La Figura 5.44 muestra como en la dirección longitudinal se ha incrementado la aceleración espectral a 3.02 m/s^2 , en cambio la dirección transversal se mantiene en los 1.89 m/s^2 aproximadamente.

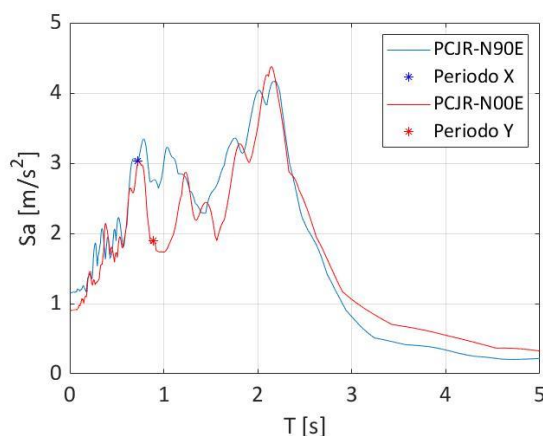


Figura 5.44: Espectro de aceleraciones. Modelo H.

Se aprecia que en la dirección longitudinal se duplica el desplazamiento en la azotea y se tiene un comportamiento lineal. Por otro lado, la dirección transversal muestra un comportamiento levemente no lineal (Ver Figura 5.45).

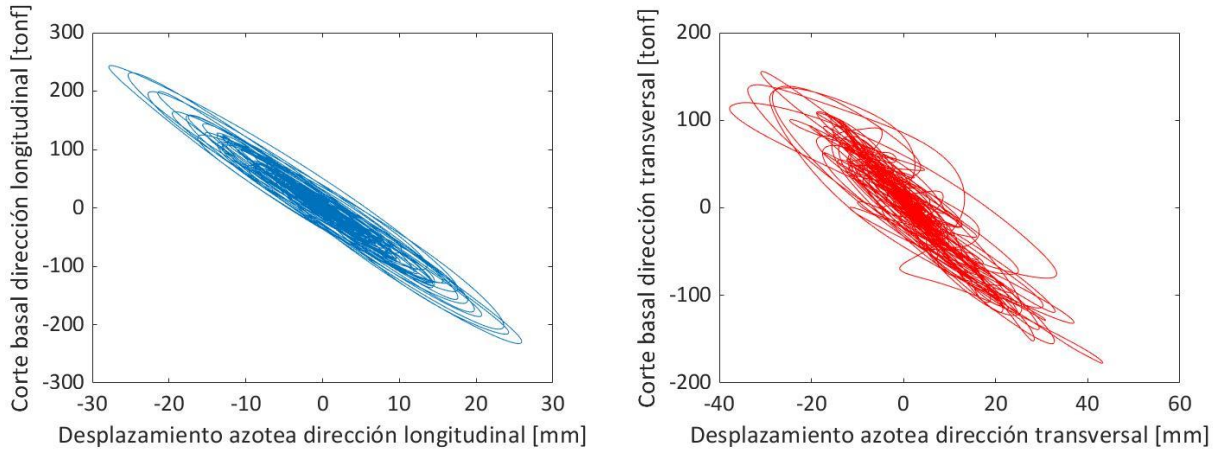


Figura 5.45: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo H.

En la Tabla 5.30 se muestra una comparación de los resultados obtenidos de corte basal y periodos en con el modelo anterior.

Tabla 5.30: Comparación periodos y cortes basales. Modelo G y H.

Dirección	Modelo G		Modelo H	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Periodo [s]	0.435	0.869	0.722	0.889
Corte Basal [tonf]	233.56	167.81	243.85	177.54

En la Figura 5.46 se puede observar como al considerar la interacción suelo estructura la base se lleva un 18% de las deformaciones totales en la dirección longitudinal. En cambio, para la dirección transversal es menos de un 1%.

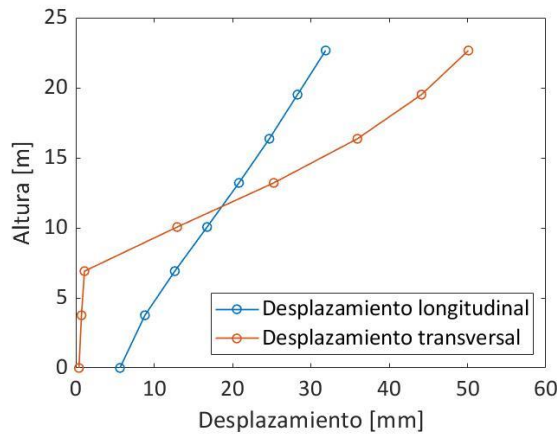


Figura 5.46: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo H.

En Tabla 5.31 se observan las deformaciones relativas, en las que se puede señalar que en el nivel 3 se concentra el máximo valor, sin embargo este sigue correspondiendo a un estado de daño controlado (ELDC).

Tabla 5.31: Deformación relativa. Modelo H.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	3.596	5.99
AZ	3.59	8.183
N4	3.883	10.675
N3	4.067	12.328
N2	4.121	11.829
N1	3.813	0.382
Planta Base	3.186	0.321
Base	5.64	0.407

La Figura 5.47 muestra los cortes por piso en ambas direcciones, se puede apreciar que el comportamiento es similar al del modelo G.

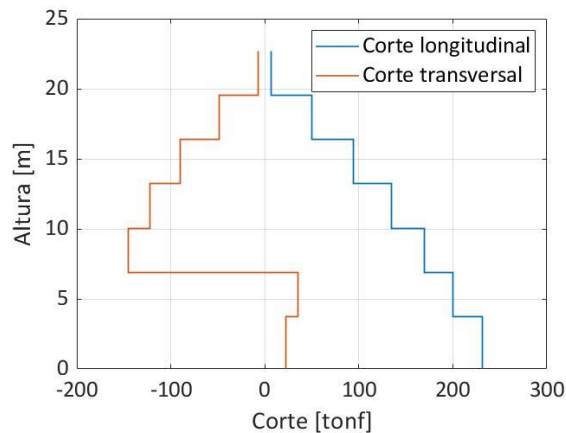


Figura 5.47: Cortes por piso. Modelo H.

Al igual que el modelo G en la Figura 5.48 se observa como las rótulas se forman en las columnas de la dirección transversal que se encuentran sobre los resortes, debido al empotramiento generado a ese nivel.

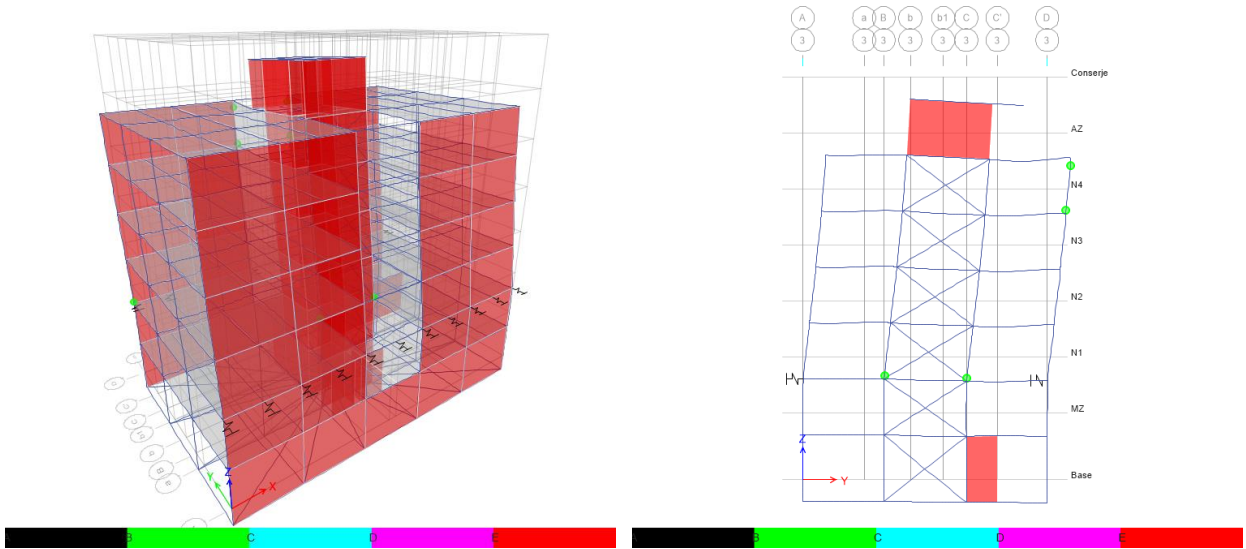


Figura 5.48: Comportamiento modelo H.

Se procede a determinar cuanto es el esfuerzo de corte que es repartido entre los puntales de la elevación, para esto en la Figura 5.49 son señalados los esfuerzos de axiales en las diagonales presentes sobre el resorte producto de todas las solicitaciones y los esfuerzos axiales debido a las cargas estáticas respectivamente.

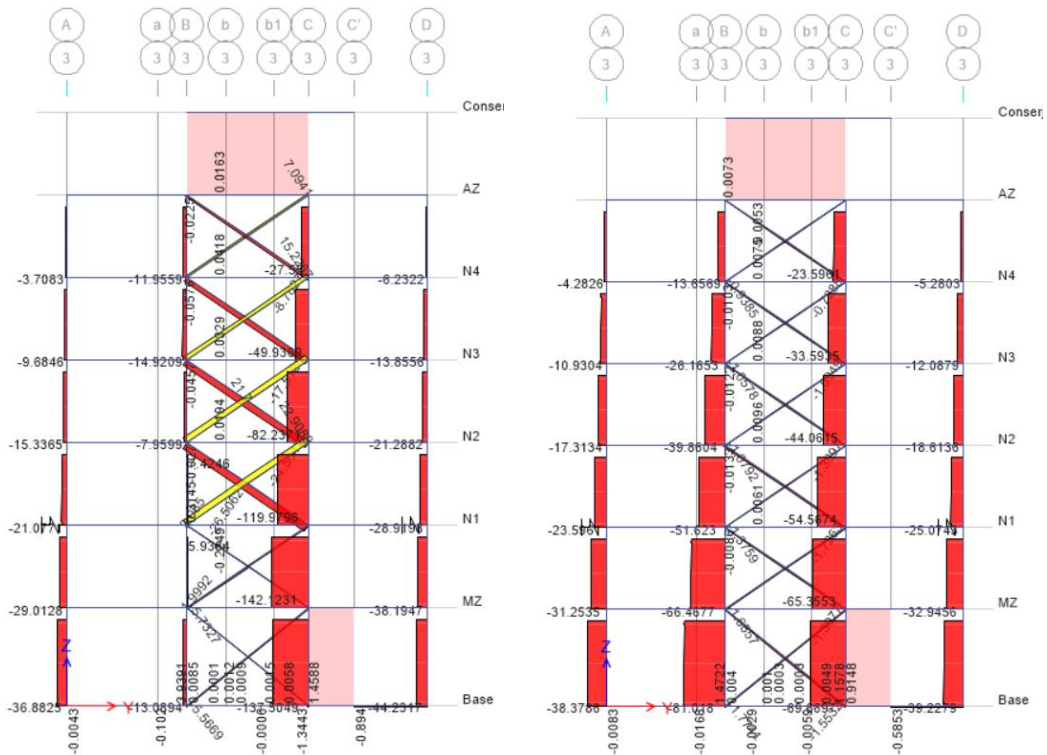


Figura 5.49: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo H.

En la Tabla 5.32 se muestran los valores obtenidos una vez de sumar los esfuerzos señalados en la figura anterior, finalmente a partir de estos se obtiene el corte solicitante por

sismo que presentan los puntales al descomponer los esfuerzos en la horizontal. Esto representa la solicitud total de corte en el muro.

Cabe mencionar que los muros presentes en las elevaciones 4 y 4a presentan solicitaciones al corte de 27.5 y 12.2 tonf lo que se traduciría en una tensión de 5.8 kgf/cm^2 y de 2.4 kgf/cm^2 respectivamente, que para el caso del primer muro estaría excedida.

Tabla 5.32: Solicitación de puntales. Modelo H.

	Carga Axial [tonf]
Puntal en tracción	21.53
Puntal en compresión	-28.22
Corte total	44.43

La Figura 5.50 muestra los esfuerzos de corte de la fachada en la dirección corta con el fin de poder comparar con el modelo siguiente.

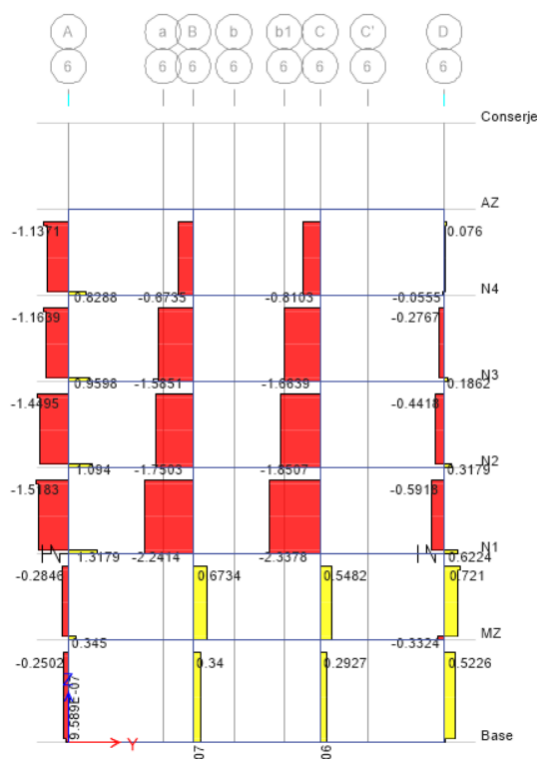


Figura 5.50: Fachada transversal. Modelo H.

En resumen, este modelo al incorporar la interacción, los esfuerzos no varían sustancialmente.

En cuanto al periodo se advierte que solo afecta flexibilizando la estructura en el sentido longitudinal de manera importante. En la dirección transversal prácticamente no afecta, ya que el efecto del suelo se hace poco importante al tener una restricción al giro dos niveles más arriba.

5.8 Modelo I: Consideración de Tabiquería

Considerando que la estructura es del año 1954, siendo además de uso habitacional a partir del tercer nivel, es que tiene que tener necesariamente elementos divisorios entre los espacios comunes y los distintos departamentos de materialidad acorde a la época, básicamente corresponde a una albañilería de menor espesor tipo pandereta.

Si bien los elementos secundarios, tabiquería en este caso, no son relevantes frente a elementos de gran rigidez, como lo sería una tabiquería de volcánita frente a un muro de hormigón, contrariamente a ello, no es menor la influencia de una tabiquería rígida frente a elementos estructurales escasos y de poca rigidez.

Considerando especialmente la estructuración en el sentido transversal, es que hace sentido hacer un modelamiento aproximado considerando los mínimos tabiques que puede tener la planta para 6 departamentos por pisos como se puede observar en el Anexo, Figura 0.5.

Según lo anterior se considerará el esquema que se muestra en la Figura 0.5 en la que se consideran tabiques entre departamentos en los accesos y alguno intermedio. La materialidad correspondería a una albañilería tipo pandereta de 7 centímetros de espesor, la que se pone de relleno entre la estructura, cuya mano de obra y calidad del ladrillo empleado es de inferior rigidez y resistencia a una albañilería estructural, por lo que se asumirá valores de E y f'_m como un décimo y un tercio de la empleada en los muros, respectivamente. Además de un mínimo espesor de 7 centímetros se minimizan sus propiedades mecánicas para no sobrestimar el aporte que pueden presentar los elementos secundarios. También se agregaron los antepechos de la fachada transversal, estos no fueron considerados en una primera instancia, ya que no se tiene claro que tan solidarios son con la estructura, por otra parte, debido a las deformaciones que tuvo el edificio es razonable considerar que en una etapa de comportamiento no lineal del edificio esten aportando. En la Figura 5.51 se observa la vista 3D y en planta del nuevo modelo.

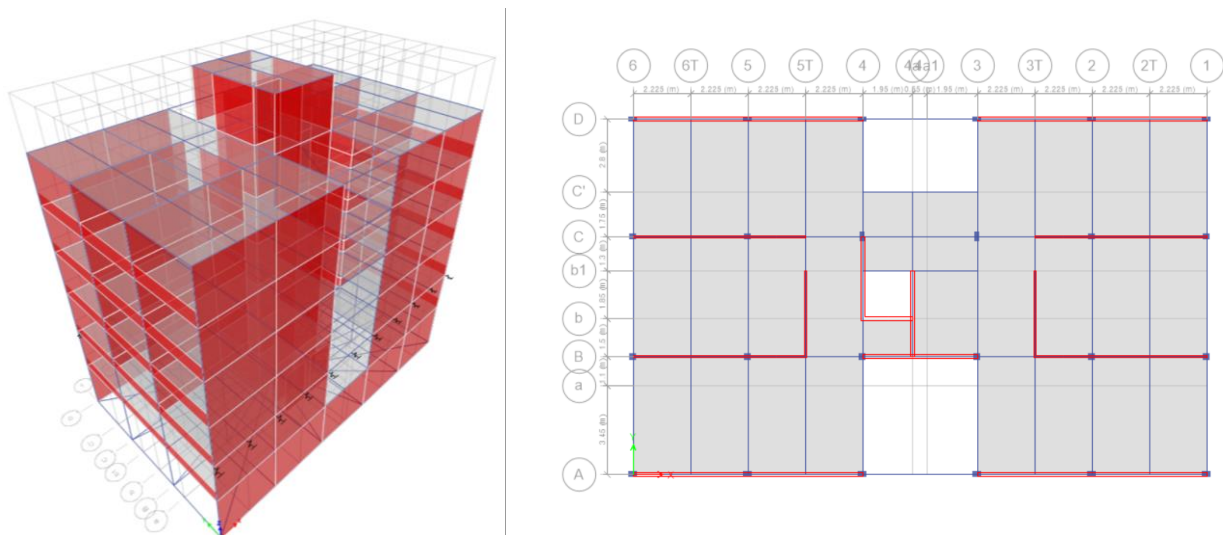


Figura 5.51: Vista 3D y planta piso tipo modelo I.

En la Tabla 5.33 se muestran los periodos obtenidos una vez transcurrido el análisis modal, se puede observar que estos se acercan de mejor manera a los de la vibración ambiental (0.79 y 0.68 segundos transversal y longitudinalmente).

Tabla 5.33: Periodos modelo I.

Modo	Periodo [s]	Participación de la masa
1 (T)	0.812	53.23%
2 (L)	0.718	83.51%
3 (Torsión)	0.448	70.08%
4 (T)	0.262	12.39%
5 (L)	0.221	15.29%
6 (T)	0.185	19.44%
7 (Torsión)	0.183	18.8%

Si bien el periodo se asemeja al obtenido en la vibración ambiental, en el espectro de aceleraciones se presenta un aumento en el valor para la dirección transversal de 2.49 m/s^2 , lo que se traduce un un aumento de los esfuerzos.

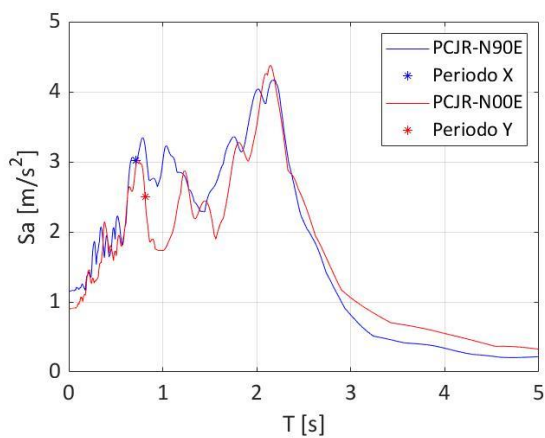


Figura 5.52: Espectros de aceleraciones. Modelo I.

En la Figura 5.53: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo I. Figura 5.53 se observan los cortes basales en ambos sentidos, el comportamiento es bastante similar en ambas direcciones en comparación con el modelo H.

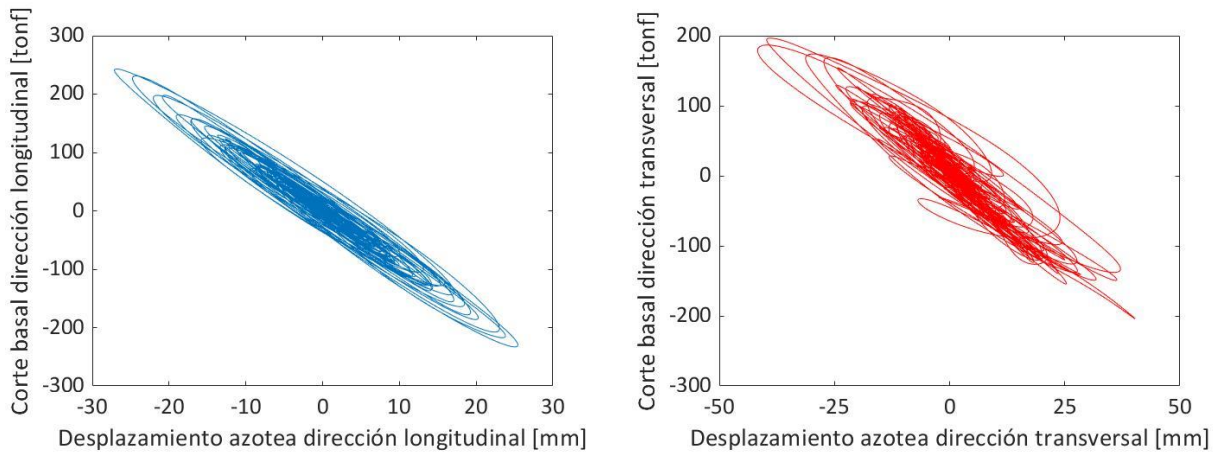


Figura 5.53: Corte basal en función del desplazamiento de la azotea. Modelo I.

Como ya fue mencionado al indagar en un rango del espectro mayor en la dirección corta los esfuerzos de corte presentan un aumento como se ve en la Figura 5.34Tabla 5.34.

Tabla 5.34: Comparación periodos y cortes basales. Modelo H e I.

Dirección	Modelo H		Modelo I	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Periodo [s]	0.722	0.889	0.718	0.812
Corte Basal [tonf]	243.85	177.54	243.04	204.01

Similar al caso anterior las deformaciones totales a las que se llegan son de 3 y 5 centímetros en la dirección longitudinal y transversal respectivamente. Sumado a esto en la dirección larga la base toma un 18% de las deformaciones.

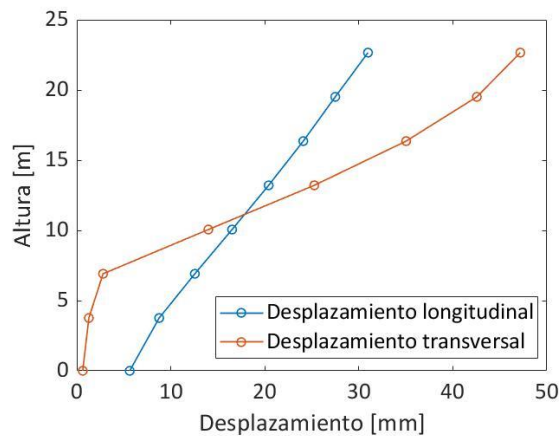


Figura 5.54: Desplazamiento máximo de cada piso. Modelo I.

En la Tabla 5.35 se tienen las deformaciones de entrepiso para el modelo en cuestión, en esta se aprecia que en ambas direcciones ha presentado una disminución en comparación con el modelo anterior.

Tabla 5.35: Deformación relativa. Modelo I.

Piso	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
Conserje	3.483	4.622
AZ	3.399	7.519
N4	3.686	9.77
N3	3.887	11.269
N2	3.962	11.198
N1	3.795	1.511
Planta Base	3.135	0.651
Base	5.628	0.633

Se procede a determinar cuanto es el esfuerzo de corte que es repartido entre los puntales de la elevación, para esto en la Figura 5.55 son señalados los esfuerzos de axiales en las diagonales presentes sobre el resorte producto de todas las solicitaciones y los esfuerzos axiales debido a las cargas estáticas respectivamente.

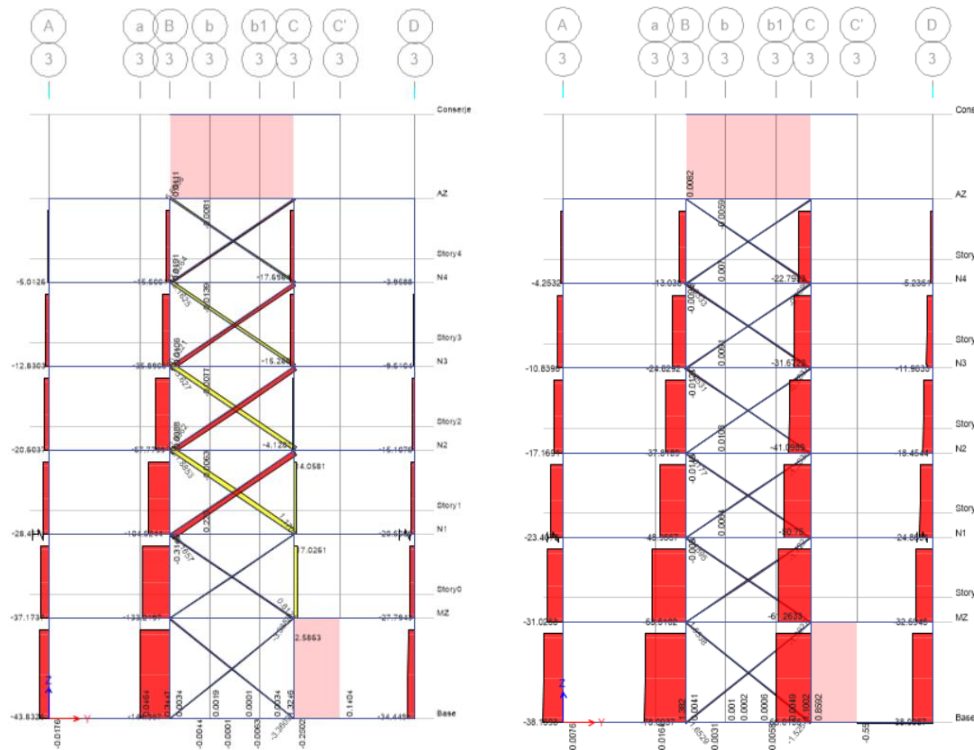


Figura 5.55: Esfuerzos axiales en puntales totales y estáticos respectivamente. Modelo I.

En la Tabla 5.36 se muestran los valores obtenidos una vez de sumar los esfuerzos señalados en la figura anterior, finalmente a partir de estos se obtiene el corte solicitante por sismo que presentan los puntales al descomponer los esfuerzos en la horizontal. Esto representa la solicitud total de corte en el muro.

Cabe mencionar que los muros presentes en las elevaciones 4 y 4a presentan solicitaciones al corte de 25.1 y 10.9 tonf lo que se traduciría en una tensión de 4.9 kgf/cm^2 y de 2.1 kgf/cm^2 respectivamente, que para el caso del primer muro estaría excedida.

Tabla 5.36: Solicitación de puntales. Modelo I.

	Carga Axial [tonf]
Puntal en tracción	19.74
Puntal en compresión	-25.83
Corte total	40.67

A continuación, en la Figura 5.56, a la izquierda se muestran los esfuerzos de corte en la fachada transversal y en una elevación en la cual se tiene tabiquería, con el fin de observar la nueva distribución entre las columnas y tabiques.

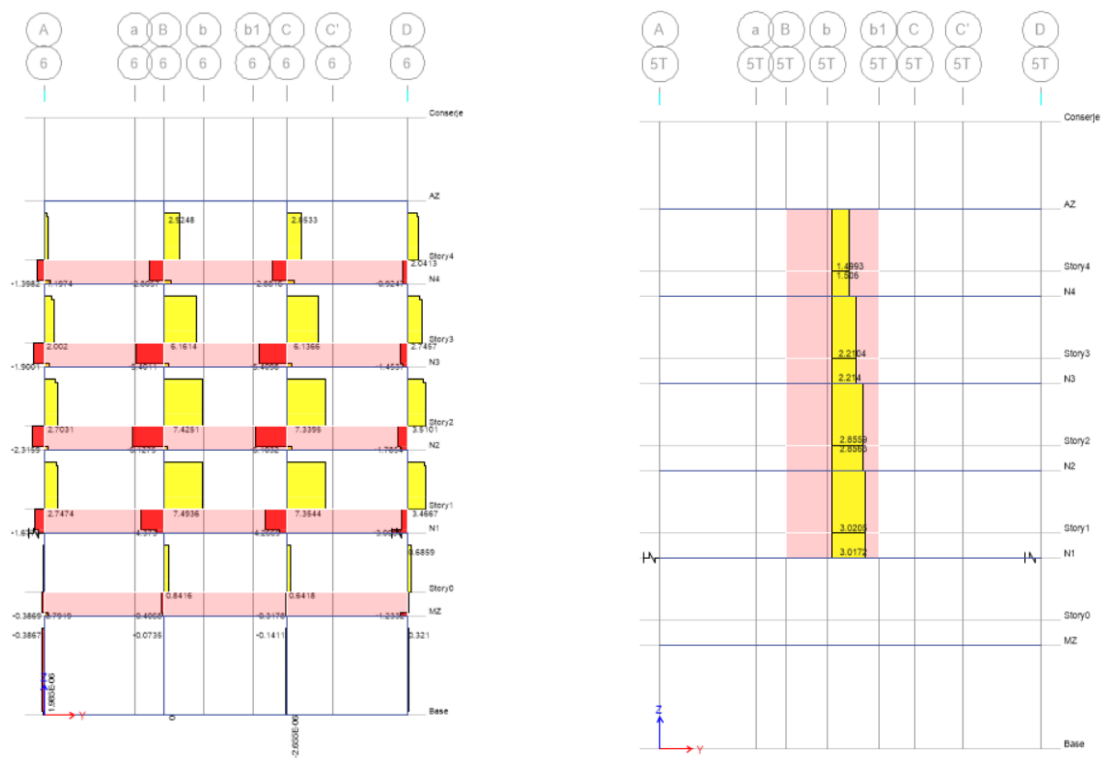


Figura 5.56: Esfuerzos de corte columnas fachadas y tabiques.

Comparado con el modelo anterior (Ver Figura 5.50) se aprecia que aumenta el corte y a la vez la tabiquería comienza a trabajar al corte.

En el Capítulo 6 se resumirán los valores obtenidos y se realizará un análisis general de los modelos estudiados.

Capítulo 6

Análisis de Resultados y Conclusiones

En el presente capítulo se lleva a cabo el análisis de los resultados, tomando en consideración el marco teórico explicado en los capítulos anteriores de esta memoria. Finalmente se realizan las conclusiones respectivas junto con recomendaciones que surgen de con la realización de este trabajo de título.

6.1 Análisis de Resultados

En esta sección se resumen los resultados más relevantes de los diferentes modelos para simplificar el análisis. En el siguiente listado se describe cada modelo brevemente.

El análisis comparativo se hará siempre para la dirección transversal que es la más desfavorable y es la de interés para el presente estudio.

Tipos de estructura.

- Modelo A: Es realizado en base a los planos y la información entregada. Posee muros en la fachada correspondiente a la dirección longitudinal y en la caja de escalera y ascensor, todos estos son de albañilería. Además, cuenta con un sistema de marcos de hormigón armado

de 4x6 columnas, unidas con un entramado de vigas. Es evaluado con el registro PCJR, registro más cercano.

- Modelo B: Idéntico al modelo anterior, pero evaluado con el registro SCT, registro de la misma zona sísmica, pero en este lugar hubo más casos de colapsos.
- Modelo C: Este modelo posee sólo los muros que se encuentran en la fachada de la dirección longitudinal, ya que considera que los muros interiores no colaboran con la estructura resistente. El sistema estructural es en base a la configuración de marcos de hormigón armado mencionado en el modelo A. Es evaluado con el registro PCJR.
- Modelo D: La configuración de la estructura modelada corresponde a la descrita en A, con la salvedad de que los muros interiores son de hormigón armado, es decir, los de la fachada en la dirección en longitudinal se mantienen de bloques de hormigón (albañilería). Es evaluado con el registro PCJR.
- Modelo E: Corresponde al modelo D considerando la interacción suelo estructura.
- Modelo F: Idéntico al modelo A, pero son colocados resortes laterales que restringen el movimiento transversal a nivel del segundo piso.
- Modelo G: Corresponde al modelo F, con el muro de la elevación 3 representado como un puntal en compresión.
- Modelo H: Ídem al modelo G considerando la interacción suelo estructura.
- Modelo I: Para este modelo son añadidos al caso anterior los elementos no estructurales como tabiquería y antepechos.

En la Tabla 6.1 son resumidos los periodos obtenidos en ambas direcciones para todos los modelos estudiados. En esta se puede apreciar que los periodos del modelo I son los que mas se asemejan a los obtenidos de la vibración ambiental (0.791 y 0.678 segundos en la dirección trnasversal (T) y la longitudinal (L) respectivamente).

Tabla 6.1: Resumen periodos.

Modelo	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$T_T[s]$	0.888	0.888	1.702	0.500	0.720	0.734	0.869	0.889	0.812
$T_L[s]$	0.439	0.439	0.461	0.336	0.691	0.437	0.435	0.722	0.718

A continuación en la Tabla 6.2, son resumidos los cortes basales máximos obtenidos para cada modelo en particular.

Tabla 6.2: Resumen cortes basales.

Modelo	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Q_T [tonf]	212.06	226.56	175.88	227.91	292.12	242.02	167.81	177.54	204.01
Q_L [tonf]	191.92	294.41	242.12	263.17	239.43	191.89	233.56	243.85	243.04

Se procede en la Tabla 6.3, a resumir las deformaciones máximas entrepiso para cada modelo y la distorsión angular respectiva.

Tabla 6.3: Deformación entre piso máxima dirección longitudinal y distorsion angular

Modelo	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Δ [mm]	8.5	8.6	28.5	2.7	6.1	9.8	11.6	12.3	11.3
γ [% ₀]	2.7	2.7	9.0	0.9	1.9	3.1	3.7	3.9	3.6
Estado	ELDC	ELDC	ELU	ELS	ELO	ELDC	ELDC	ELDC	ELDC

Tabla 6.4: Esfuerzos representativos.

Elemento	Solicitud	A ¹	C ²	F ³	G ⁴	H ⁵	I ⁶
Muro Eje 3	σ [kgf/cm ²]	8.9	-	8.7	7.2	6.4	6.1
	σ_{max} [kgf/cm ²]	3.8	-	3.8	3.8	3.8	3.8
	Δ [mm]	8.5	28.5	9.8	11.6	12.3	11.3
Columna más solicitada	N [tonf]	6.7	-78.9	-121.4	-48.55	-86.8	-32.9
	V [tonf]	4.1	10.6	4.1	4.5	5.5	7.2
	V_{max} [tonf]	12.8	16.1	9.9	9.9	9.9	7.5
	M [tonfm]	7.0	31.5	7.1	8.49	9.8	7.4
	M_{max} [tonfm]	Fluye	Fluye	5.0	11.5	12	8.5
Viga más solicitada	V [tonf]	3.2	7.9	3.4	3.55	3.26	3.5
	V_{max} [tonf]	11	11	11	11	11	11
	M [tonfm]	4.3	10.6	4.7	4.8	4.37	5.0
	M_{max} [tonfm]	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51
1 N1 Columna 4-B 40x40, viga N2 elevación 2 B-C							
2 N1 Columna 2-B 45x45, viga N1 elevación 2 B-C							
3 N2 Columna 4-B 35x35, viga elevación 2 B-C							
4 N2 Columna 5-B 35x35, viga elevación 1 B-C							
5 N2 columna 3-B 35x35, viga elevación 2 B-C							
6 N2 columna 1-B 30x30, viga elevación 5 B-C							

En la Tabla 6.4 en que se presentan los casos de análisis con los esfuerzos y desplazamientos más importantes que descartan o posibilitan el mecanismo de comportamiento final. Para lo anterior se anexó dentro de la misma tabla los esfuerzos máximos solicitantes comparados con los esfuerzos resistentes de los elementos significativos en cada caso. También

se incorpora el desplazamiento entre piso para verificar en que estado de servicio se encuentran los muros para efectos de compararlos con las recomendaciones de otros estudios y el comportamiento real observado de la estructura.

Se destaca que dependiendo del instante en que se encuentre en el espectro, estos presentan un aumento o disminución de su valor de corte, debido a que es muy sensible a la variación del periodo, ya que se encuentran justo sobre un pulso de gran amplitud en corto tiempo en el espectro.

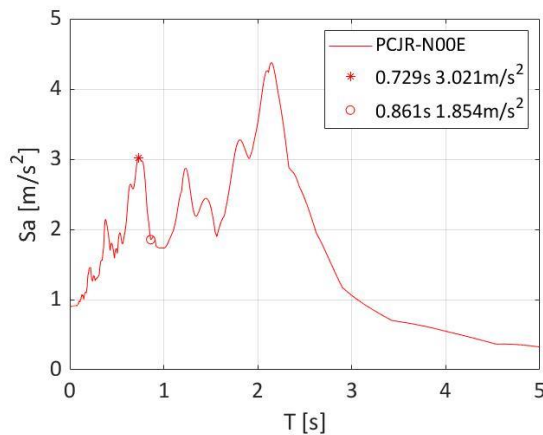


Figura 6.1: Variación en el espectro.

Como se puede visualizar en la Figura 6.1 al perder rigidez por lo tanto aumentando el periodo en sólo 0.13 segundos la demanda cae en un 39%.

También se puede apreciar que el edificio se encuentra lejos del peak principal que se encuentra a los 2.15 segundos que tendría demandas cercas del doble del que efectivamente afectó al edificio de Génova.

Según esto los valores de los esfuerzos resultan ser muy sensibles a la degradación de rigidez de los elementos más importantes, sin embargo, en los dos últimos modelos (H, I) hay una correspondencia de la rigidez total de la estructura con los periodos efectivamente registrados. En base a lo anterior, es razonable pensar que una vez perdida la linealidad del comportamiento de los principales elementos resistentes, hubo una redistribución de esfuerzos entre: elementos estructurales, amortiguamiento con las estructuras contiguas y traspaso de esfuerzos a elementos secundarios, con lo que el edificio se desplaza a los límites de no tener daños importantes, disipando energía y resistiendo finalmente con la gran mayoría de los marcos trabajando en un rango lineal.

6.2 Conclusiones y Recomendaciones

A partir de los resultados obtenidos se tiene que en el modelo original para la dirección longitudinal existe una buena densidad de muros, bien confinados por columnas y vigas de hormigón armado. En cambio, la dirección transversal tiene una baja densidad de muros, donde una elevación presenta un confinamiento adecuado, razón por la cual se centra el análisis en este sentido.

Es importante señalar que las características del edificio en cuanto a rigidez y periodo, le corresponde una demanda moderada de esfuerzos, ya que el registro obtenido muestra que las demandas principales son para edificios mucho más flexibles. Esto corresponde además con los daños observados en otras estructuras menos rígidas que sufrieron mayores daños. Dicho de otra forma el edificio no se vio afectado por las demandas más altas del registro, lo cual le fue favorable.

Realizado el análisis con ambos registros se concluye que es poco factible que los muros de albañilería resistan sin presentar daño o que algún elemento este colaborando de alguna manera que no este contemplada, esto debido a que los muros no son capaces de resistir los esfuerzos de corte para ninguno de los registros analizados, ya que las fuerzas solicitantes superan en al menos 2 veces las resistentes (Ver Tabla 6.4). Pese a que con el registro SCT se indaga en una zona del espectro donde las aceleraciones son menores, el peso de la estructura sigue siendo el mismo, por lo que los esfuerzos de corte basal siguen siendo significativos para la escasez de muros presentes en la planta baja en la dirección transversal, es decir, si el edificio hubiese sido de albañilería tal como se indica este colapsaría en cualquiera de las dos ubicaciones. Sin embargo, cabe mencionar que hay factores que no están incluidos en la modelación no lineal tales como el posible amortiguamiento adicional producido por el suelo y por elementos no estructurales o como el hecho que la resistencia de los materiales puede ser mayor a la nominal en términos promedio. Sin embargo, el aumento de estos no incrementaría de manera considerable las resistencias de la albañilería de bloque, significando de igual manera el colapso.

El hecho de considerar que los muros interiores se encuentren dilatados por diseño o colapsados por un sismo anterior (Modelo C) se vio como una opción factible debido a que de esta manera los esfuerzos de corte son repartidos de una manera más uniforme entre las columnas, si bien esto se observó en el modelo, al flexibilizar el edificio se obtuvieron deformaciones de entre pisos considerables (28.5 milímetros), principalmente a nivel de la planta baja, las cuales si hubiesen ocurrido en Génova se debieron haber visualizado con el terremoto del 19 de septiembre de 2017 producto de que el daño se manifestaría los elementos no estructurales, dado que la deformación relativa entre pisos que asegura un buen comportamiento de estos se encuentra sobrepasada en su valor 3 veces (Ver Tabla 6.4). Por lo anterior, si el edificio se encontrara construido con este sistema se tuvo que haber visualizado daño en las tabiquerías, existiría descascaramiento de pintura, vidrios rotos y puertas descuadradas. Por otro lado, el periodo obtenido en el modelo en la dirección transversal y longitudinal es de 1.702 y 0.547 segundos respectivamente, lo cual no concuerda con los de la vibración ambiental que

corresponden a 0.791 y 0.678 segundos en las direcciones correspondientes, lo que confirma que el modelo no corresponde al real.

Luego, al analizar el modelo D, caso en el que los muros interiores son de hormigón armado, la estructura se rigidiza, lo cual es bastante favorable al estar en un suelo blando con periodos altos como es el de Ciudad de México. Al rigidizarse los periodos disminuyen (0.5 segundos en la dirección transversal), alejándose de los registros de la vibración ambiental y por ende a la representación real del edificio. Por este motivo se procede a realizar el análisis en el que se considera interacción suelo-estructura, esperando que represente de mejor manera al edificio de Génova. En cuanto a los resultados obtenidos de este modelo se pudo apreciar que al considerar la interacción se flexibiliza el edificio aumentando el periodo, llegando a valores cercanos a los de la vibración ambiental principalmente en la dirección longitudinal (0.69 segundos). Si bien en la dirección transversal el periodo es menor (0.722 segundos) esto puede ser razonable, ya que una fisuración menor del hormigón podría incrementar este valor. Este aumento en los periodos implica que la aceleración espectral sea mayor y que las demandas de desplazamientos también aumenten, en comparación con el modelo D. Por otro lado, los esfuerzos de corte solicitantes que se obtuvieron del análisis, comparados con los resistentes fueron mayores, lo que implicaría una posible fisuración por corte en el muro, pese a ser de hormigón. Sin embargo, el factor de utilización es de 1.19 (Ver Tabla 6.4) lo que significa que, si la estructura tiene muros con refuerzos de acero de mayor diámetro al considerado, separaciones menores entre las barras, una tensión de fluencia mayor para el acero o un aumento de la resistencia del hormigón, la estructura posiblemente resistiría sin problemas estas solicitaciones. No obstante, los esfuerzos de flexión en el muro requieren ser resistidos por aproximadamente el doble de la armadura de borde que representan las columnas en ese lugar, siendo insuficiente y se presentarían deformaciones plásticas en los elementos de borde. Lo anterior se relaciona con los edificios que sufrieron daño para el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile, donde se observaron fallas locales por flexocompresión en los muros de hormigón armado en los primeros pisos, donde se superó la deformación unitaria admisible para un hormigón no confinado, requiriendo más armadura (Cáceres, 2012). Pese a que los resultados son favorables para este último análisis mencionado resulta poco probable que los muros sean de hormigón armado, ya que en Ciudad de México se construye mayoritariamente para ese tipo de estructura en base a albañilería.

Descartando lo anterior, la estructura no es capaz de resistir en base a muros de albañilería y sistemas de marcos de hormigón en el sentido transversal, ya que los muros se llevan gran parte del esfuerzo y se ven sobrepasados.

Tampoco es factible que se hayan dilatado los muros, producto de que el periodo (1.702 segundos) y las deformaciones de entrepiso (28.5 milímetros) son tales que el edificio presentaría daños de todo tipo, cosa que no ocurrió.

Según las evidencias de impacto y considerando que hacia ambos lados hay construcciones de dos pisos, todas contiguas, es evidente que hubo un acoplamiento. Analizando lo anterior en el rango lineal si bien bajan un poco los esfuerzos de igual manera empezarían a fallar los muros a partir del tercer nivel (justo sobre las construcciones vecinas) por lo cual es

necesario estudiar lo que sigue ocurriendo posteriormente en un rango no lineal. Además, hasta antes de cualquier falla el periodo es bajo (0.437 y 0.734 segundos longitudinal y transversalmente) comparado con lo obtenido de la vibración ambiental.

Analizando el modelo para un comportamiento no lineal, considerando el puntal, se flexibiliza la estructura, aumentando el periodo del edificio, principalmente en la dirección transversal (0.869 segundos), valor que es favorable debido a que se relaciona a una menor aceleración en el espectro en la dirección de análisis.

Al incorporar la interacción suelo-estructura, si bien los esfuerzos no varían mucho, el periodo presenta un aumento considerable, principalmente en la dirección longitudinal. Debido a los altos periodos y las deformaciones alcanzadas, se incorporan los elementos no estructurales (tabiquería y antepechos), que resultan no ser despreciables. Con todo lo anterior, se obtiene un comportamiento muy cercano a lo que se pudo registrar y compatible con los esfuerzos finales que son capaces de ser resistidos por los marcos del edificio en la dirección corta y por los grandes muros en el sentido longitudinal. Si bien los muros de albañilería aún presentan esfuerzos mayores a los resistentes posiblemente la albañilería presente una mayor resistencia a la considerada. Por otro lado, al estar en el estado de daño controlado es posible que aumente levemente el periodo significando una disminución en el espectro de aceleraciones y consecuentemente en el corte basal. Añadido a lo anterior, también es factible que las cargas consideradas en el análisis esten sobre estimadas, por lo que cualquier variación de lo mencionado favorecería a la estructura.

Se puede decir que de cierta manera algo fortuita el edificio logró resistir de manera adecuada debido a varios motivos:

- Los pisos más débiles (planta baja y nivel 1) estaban restringidos a que se deformaran libremente por las estructuras aledañas.

- En la dirección recién aludida el periodo del edificio coincide con el rango del registro más favorable en el espectro de aceleraciones, es decir, tuvo menor demanda; en especial cuando la estructura disipó energía a través de deformaciones y degradación de los elementos más importantes de modo que los marcos fueron capaces de tomar el remanente de los esfuerzos.

- Los elementos supuestamente “no estructurales” no fueron despreciables del todo, ya que por tratarse de un edificio con pocos elementos resistentes en un sentido, pero con tabiquerías y antepechos “pesados” en términos relativos, que no resultaron despreciables, aún cuando no están pensados para resistir.

Según lo señalado, más allá de lo que se calcule, piense, proyecte o modele, resulta necesario detallar, especificar y controlar para que los supuestos efectivamente se cumplan, particularmente en este caso correspondería a:

- No sólo analizar los esfuerzos, sino también las deformaciones y corroborar que esten dentro del rango que asegure que no ocurran daños de cualquier tipo.

-Corroborar que los elementos se encuentren adecuadamente dilatados si corresponde.

-Verificar deformaciones totales y asegurar que las estructuras contiguas dilatadas cumplan con las separaciones necesarias.

-En edificaciones más vulnerables o que estén al límite del diseño, se debe analizar que ocurre cuando éstas incursionan en un rango no lineal, pues las deformaciones aumentan significativamente y cambia de manera importante la distribución de esfuerzos.

Bibliografía

- Arteta, C. A., Carrillo, J., Archbold, J., Gaspar, D., Pajaro, C., Araujo, G., ... Mosalam, K. M. (2019). Response of midrise reinforced concrete frame buildings to the 2017 Puebla earthquake. *Earthquake Spectra*.
- Arthur H., N. (1999). Sistemas de construcción para edificios de concreto. In *Diseño de estructuras de concreto*.
- Astroza I., M., & Schmidt A., A. (2004). Capacidad De Deformación De Muros De Albañilería Confinada Para Distintos Niveles De Desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 70*, 59–75.
- Astroza, R. (2017). *Seminario Efectos en Jojutla*.
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (1998). Site effects and soil-structure interaction in the Valley of Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 29–39.
- Cáceres, I. (2012). *Recopilación De Información De Daños Por Flexo- Compresión En Muros De Hormigón Armado Para El Demandas De Deformaciones René Lagos Contreras*.
- Carrillo, J. (2019a). *Croquis de los sensores*.
- Carrillo, J. (2019b). *Planta Genova*.
- Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). (2017). *Sistema de Alerta Temprana de CDMX*.
- Chaulagain, H., Rodrigues, H., Spacone, E., & Varum, H. (2015). Seismic response of current RC buildings in Kathmandu valley. *Structural Engineering and Mechanics*, 53(4), 791–818. <https://doi.org/10.12989/sem.2015.53.4.791>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta). PEARSON.
- Comité ACI 318. (2014). *ACI 318S-14*.
- Computers & Structures INC. (2004). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge, Structural & Earthquake Engineering Software*.
- Federal, D. del distrito. (1942). *Reglamento construcción estatal 1942*.
- Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., Silos, J. R., & Blume, J. A. (2017). *Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the Puebla-Morelos Earthquake*.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2019). No Title. Retrieved September 2, 2019, from http://wiki.cdmx.gob.mx/index.php/Wikiciudad#Ubicaci.C3.B3n_y_geograf.C3.ADa

- Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias. II*.
- Gómez, A., Arellano, E., González, O., & Juárez, H. (2019). *Características, causas, y consecuencias de los daños debidos al sismo del 19 de septiembre de 2017 (M=7.1) en México*.
- Google Earth Pro. (n.d.). Zonificación Ciudad de México. Retrieved May 18, 2020, from https://earth.google.com/web/@19.38715286,-99.08481349,-37628.11197448a,98374.88702003d,35y,1.4772h,0t,0r?utm_source=earth7&utm_campaign=vine&hl=es-419
- Google Maps. (2019). Edificio Génova #70. Retrieved September 5, 2019, from <https://www.google.com/maps/place/Calle+Génova+70,+Juárez,+Cuauhtémoc,+06600+Ciudad+de+México,+CDMX,+México/@19.4254032,-99.1635494,3a,90y,77.03h,111.55t/data=!3m7!1e1!3m5!1sQS0tFFDqlxguax2l0sMKbw!2e0!6s%2F%2Fgeo3.ggpht.com%2Fcbk%3Fpanoid%3DQS0tFFDqlxguax>
- Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, U. (2017). Reporte Especial: Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1). Retrieved September 4, 2019, from http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf
- Hashash, Y. M. A. (2016). *DEEPSOL V.6.1*.
- Horta, I. (2019). *Estudio de vulnerabilidad sísmica de estructuras altas en sector norponiente de Santiago empleando métodos de identificación de estructuras (In Spanish)*. Universidad de Chile.
- Hwang, S., Fang, W., Lee, H., & Yu, H. (2001). *Analytical model for predicting shear strength of squat walls*. 4(January), 43–50.
- Instituto Nacional de Normalización. (1997). *NCh 2123. Of1997 Modificada en 2003*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2012). *NCh 433.Of1996 Modificada en 2012*.
- Jaime, A., Romo, M., & Ovando, E. (1987). *D-029 - Características del Suelo en el Sitio SCT*.
- Massone, L. M., & Ostoić, D. F. (2020). Shear strength estimation of masonry walls using a panel model. *Engineering Structures*, 204(July 2019), 109900. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109900>
- Meli, R., & Reyes, A. (1971). *Propiedades mecánicas de la mampostería*.
- Mendoza, C. (1985). *Propiedades mecánicas concretos fabricados en el distrito federal*.
- Milenio Digital. (2019). Los edificios que colapsaron tras el terremoto del 85. Retrieved April 30, 2020, from <https://www.milenio.com/politica/comunidad/terremoto-1985-edificios-colapsados-19-septiembre>

- Murillo Jiménez, C. G. (2004). *Análisis de las causas que dieron origen a los daños estructurales, en las edificaciones del Estado de Puebla, provocados por el sismo del 15 de junio de 1999*. Universidad de las Américas Puebla.
- NEHRP. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*.
- Ochoa-Cornejo, F., Pasten, C., Hernandez, F., & Astroza, R. (2019). *Geotechnical Aspects of the 2017 Mw 7.1 Puebla-Morelos Earthquake*.
- Perrilliat, R. J. (2019). *Práctica sísmica en la ciudad de México: fortalezas y debilidades*. (1), 1–27.
- Pública, A., & Distrito, D. E. L. (2004). *Gaceta Oficial Del Distrito Federal*.
- Ramírez, R. (2018). *Estudio de mecánica de suelos*. Anaxágoras #26.
- Rizwan, M., Ahmad, N., & Khan, A. N. (2018). *Seismic Performance of Compliant and Noncompliant Special Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames*. (115), 1063–1073.
- San Bartolomé, A. (2010). El problema del piso blando. *Boletín Construcción Integral Corporación Aceros Arequipa SA, Ed, 10*. Retrieved from <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2010/07/Piso-Blando.pdf>
- Sturm Moreira, T. (2018a). *CI5223 – Diseño de albañilería estructural*.
- Sturm Moreira, T. (2018b). *Diseño de muros de albañilería confinada*.
- Subrayado MX. (2018a). Arcos. Retrieved January 6, 2020, from 19S: los edificios antes y después del colapso website: <https://subrayado.mx/fotogaleria-los-edificios-del-19s/>
- Subrayado MX. (2018b). Colonia. Retrieved January 6, 2020, from 19S: los edificios antes y después del colapso website: <https://subrayado.mx/fotogaleria-los-edificios-del-19s/>
- Subrayado MX. (2018c). Rebsamen241. Retrieved January 6, 2020, from 19S: los edificios antes y después del colapso website: <https://subrayado.mx/fotogaleria-los-edificios-del-19s/>

Anexo

A. Propiedades de Suelo en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Tabla 0.1: Propiedades del suelo.

Tipo de Suelo	Espesor [m]	N	γ [kN/m ³]	Vs [m/s]	G [kN/m ²]	ν
Material de relleno	0.4	50	18.6	100	18990	0.49
Sin recuperación	0.2	50	18.6	100	18990	0.49
Material de relleno	0.6	6	18.6	100	18990	0.49
Arcilla gris oscura	0.6	8	14.0	100	16650	0.49
Arcilla poco arenosa gris verdosa	0.6		14.0	100	16650	0.49
Sin recuperación	0.9	1	14.0	100	16650	0.49
Arena fina c/ arcilla gris verdosa	0.6	3	14.0	100	16650	0.49
Arcilla gris verdosa	0.6	2	14.0	100	16650	0.49
Arcilla gris verdosa	0.6	1	14.0	100	16650	0.49
Sin recuperación	0.9		14.0	80	10656	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	4	12.9	75	7717.5	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	2	12.9	55	4150.3	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	3	12.9	45	2778.3	0.49
Arcilla café verdosa c/ lente de arena	0.6	2	12.9	40	2195.2	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	2	12.9	30	1234.8	0.49
Arcilla gris verdosa	0.6	1	11.5	32	1217.5	0.49
Arcilla gris verdosa	0.6	2	11.5	35	1456.5	0.49
Arcilla café verdosa	0.8		11.3	40	1852.8	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	2	11.3	45	2344.9	0.49
Arcilla café verdosa	0.6	1	11.3	48	2668.0	0.49
Arcilla café verdosa c/ lente de ceniza gris	0.6	12	11.3	50	2930.0	0.49
Arcilla café verdosa c/ lente de arena	0.6	2	11.3	48	2700.3	0.49
Arcilla café verdosa c/ arena fina gris	0.6	7	11.3	65	4951.7	0.49

Tipo de Suelo	Espesor [m]	N	γ [kN/m ³]	Vs [m/s]	G [kN/m ²]	ν
Arcilla verdosa	0.6	3	15.2	70	6330.8	0.49
Arcilla poco arenosa verdosa	0.6	2	15.2	71	6512.9	0.49
Arcilla poco arenosa	0.9		15.2	55	3908.3	0.49
Arcilla verdosa	0.6	7	15.2	54	3767.5	0.49
Arena fina c/ arcilla café verdosa	0.6	4	16.2	48	2801.7	0.49
Sin recuperación	0.6	3	16.2	45	2462.4	0.49
Arcilla café verdosa c/ lente de arena	0.6	2	11.6	50	2964.2	0.49
Arena fina gris oscura	0.6	12	16.7	55	3438.7	0.49
Arcilla café verdosa	0.9	1	12.3	63	4769.9	0.49

B. Planos otorgados

A continuación, se encuentran adjuntos los planos facilitados para realizar los análisis.

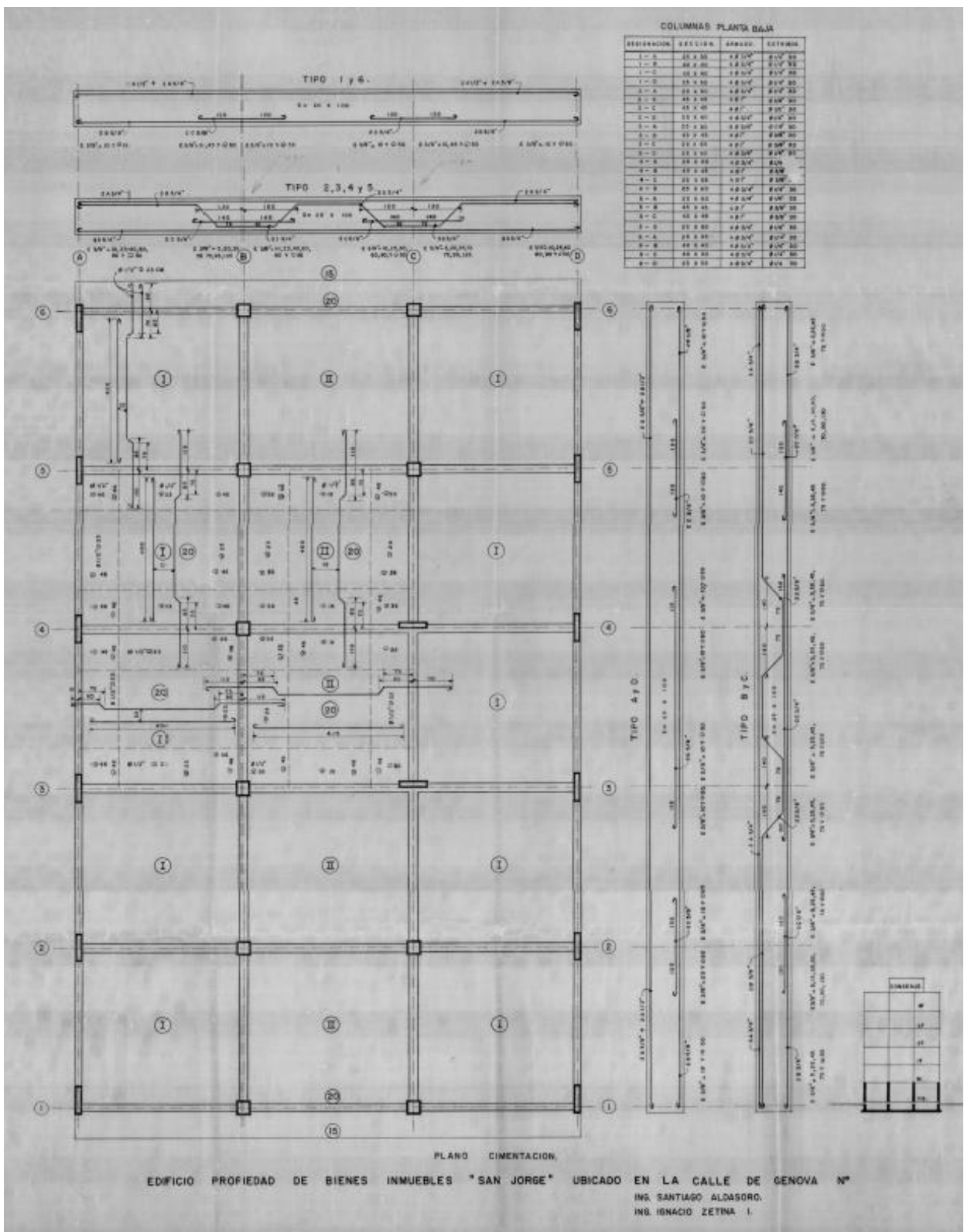


Figura 0.1: Cimentación.

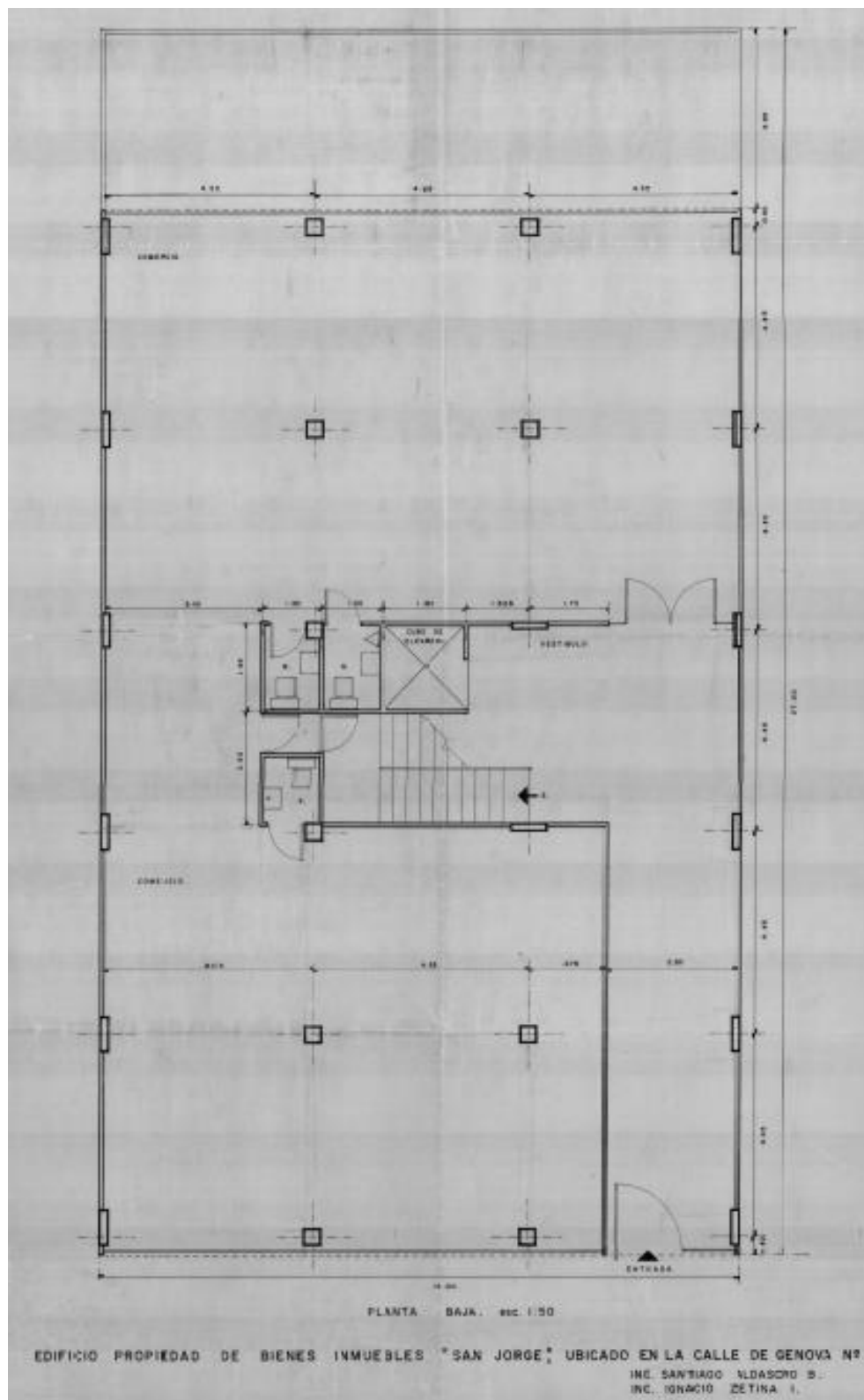


Figura 0.2: Planta baja.

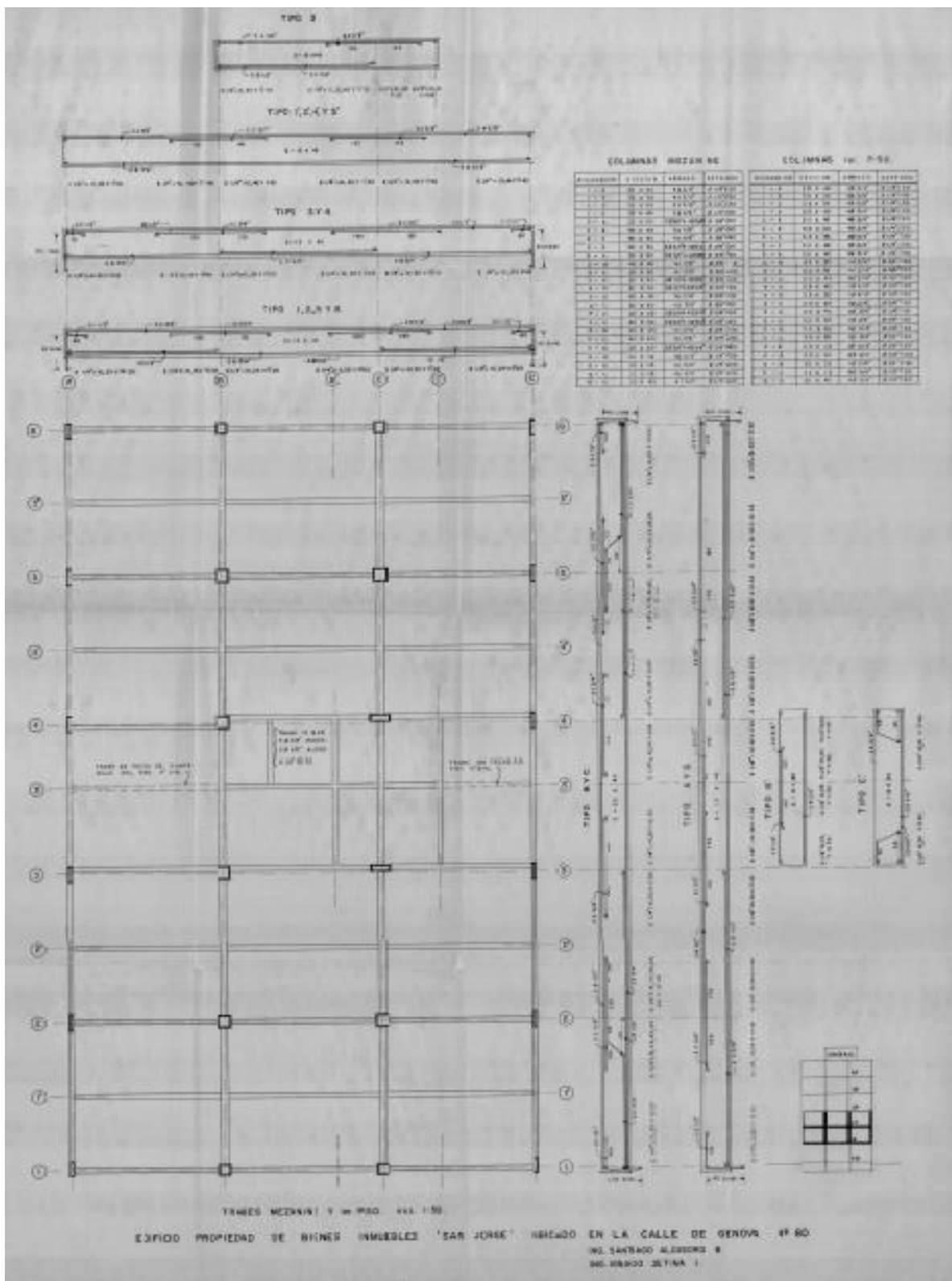


Figura 0.3: Mezzanine y primer piso.

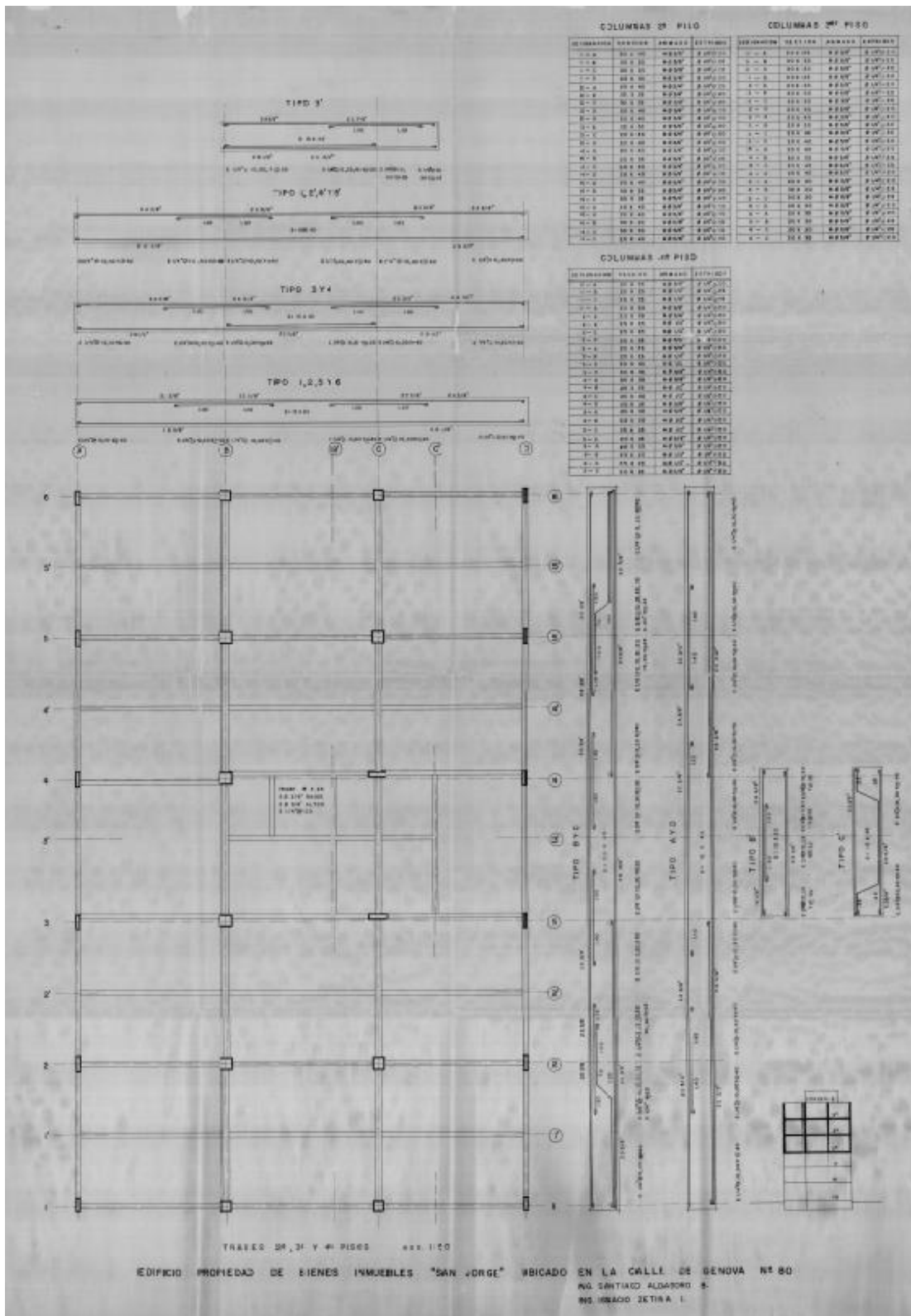


Figura 0.4: Piso tipo.

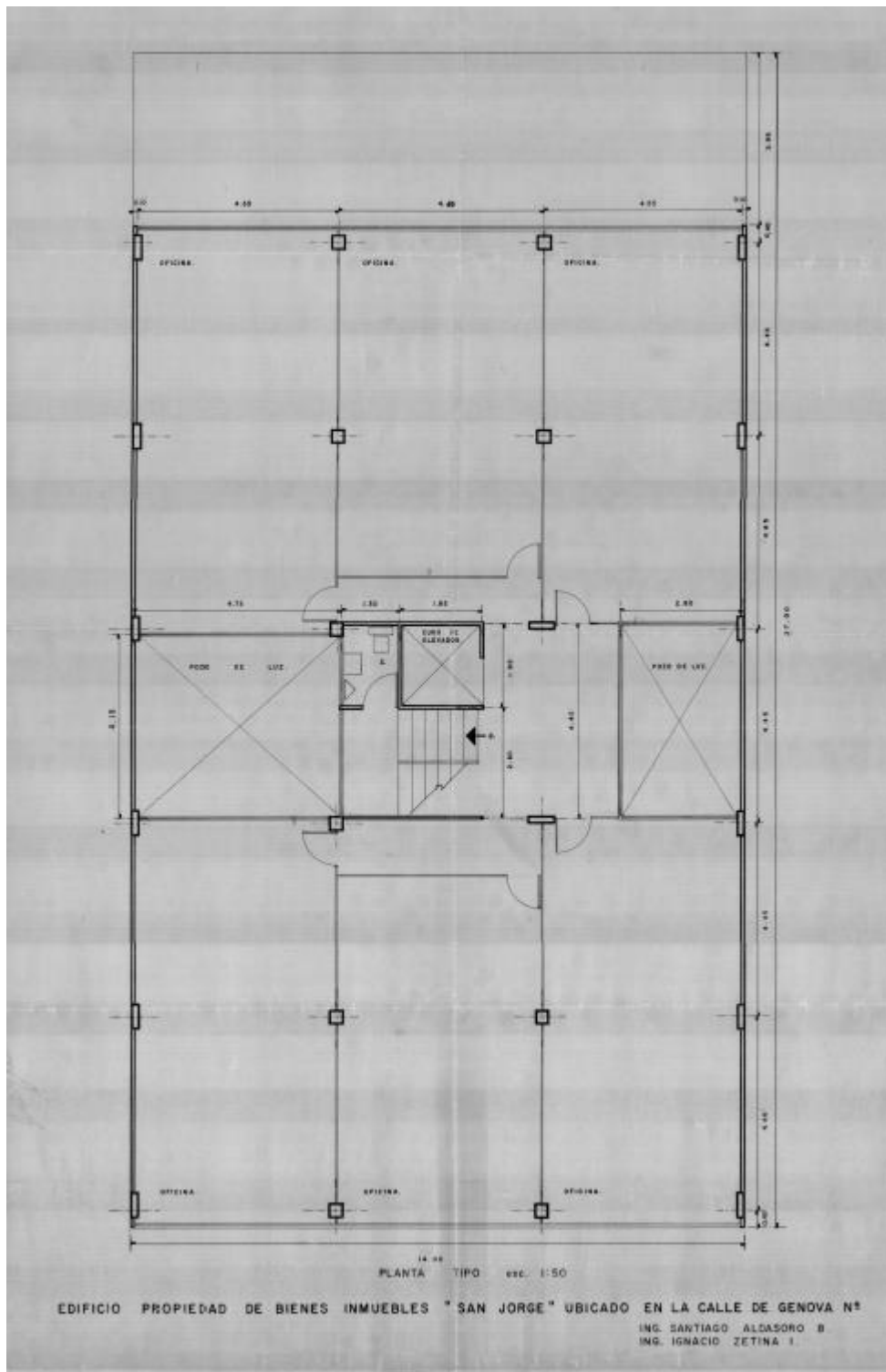


Figura 0.5: Planta tipo 2.

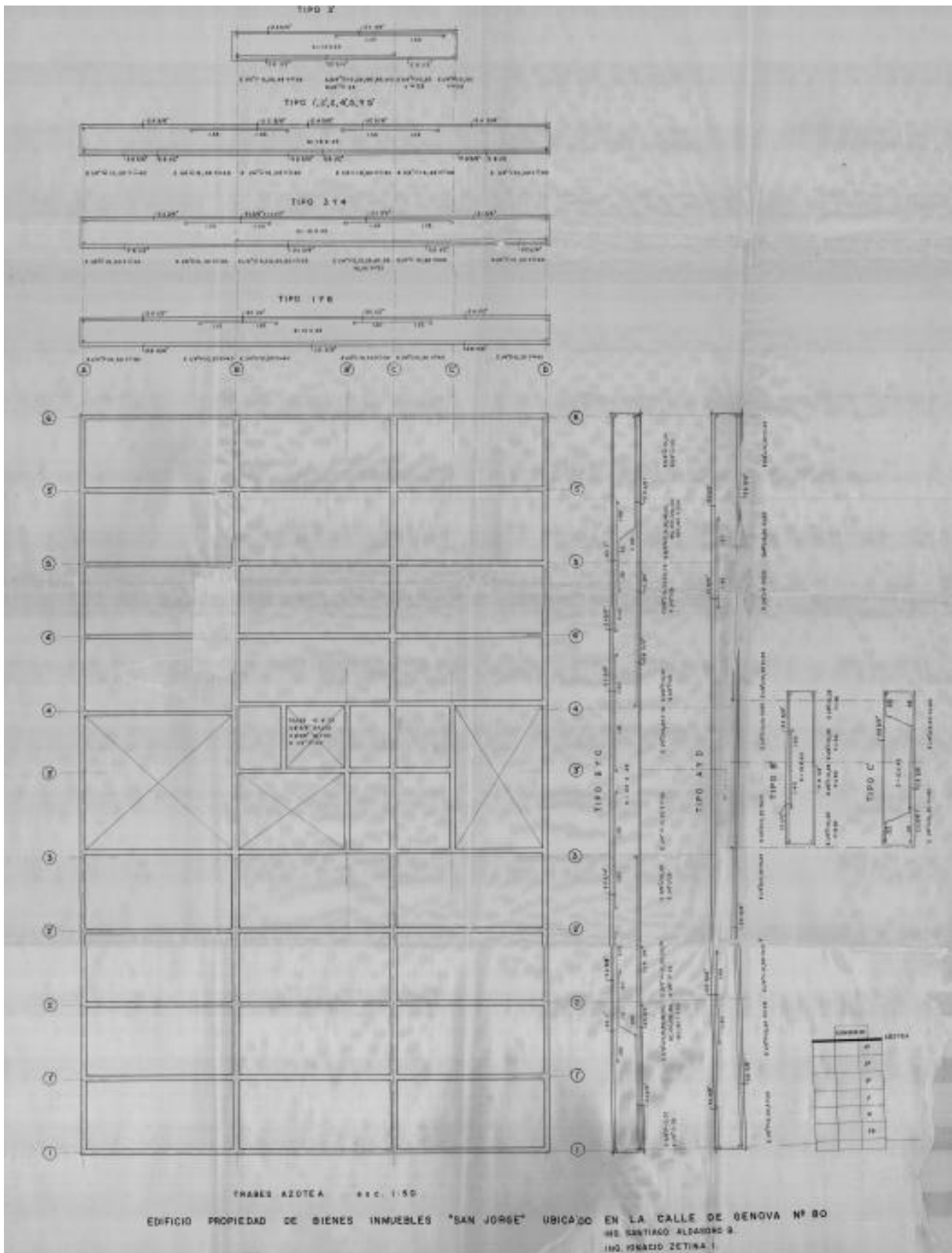


Figura 0.6: Azotea.

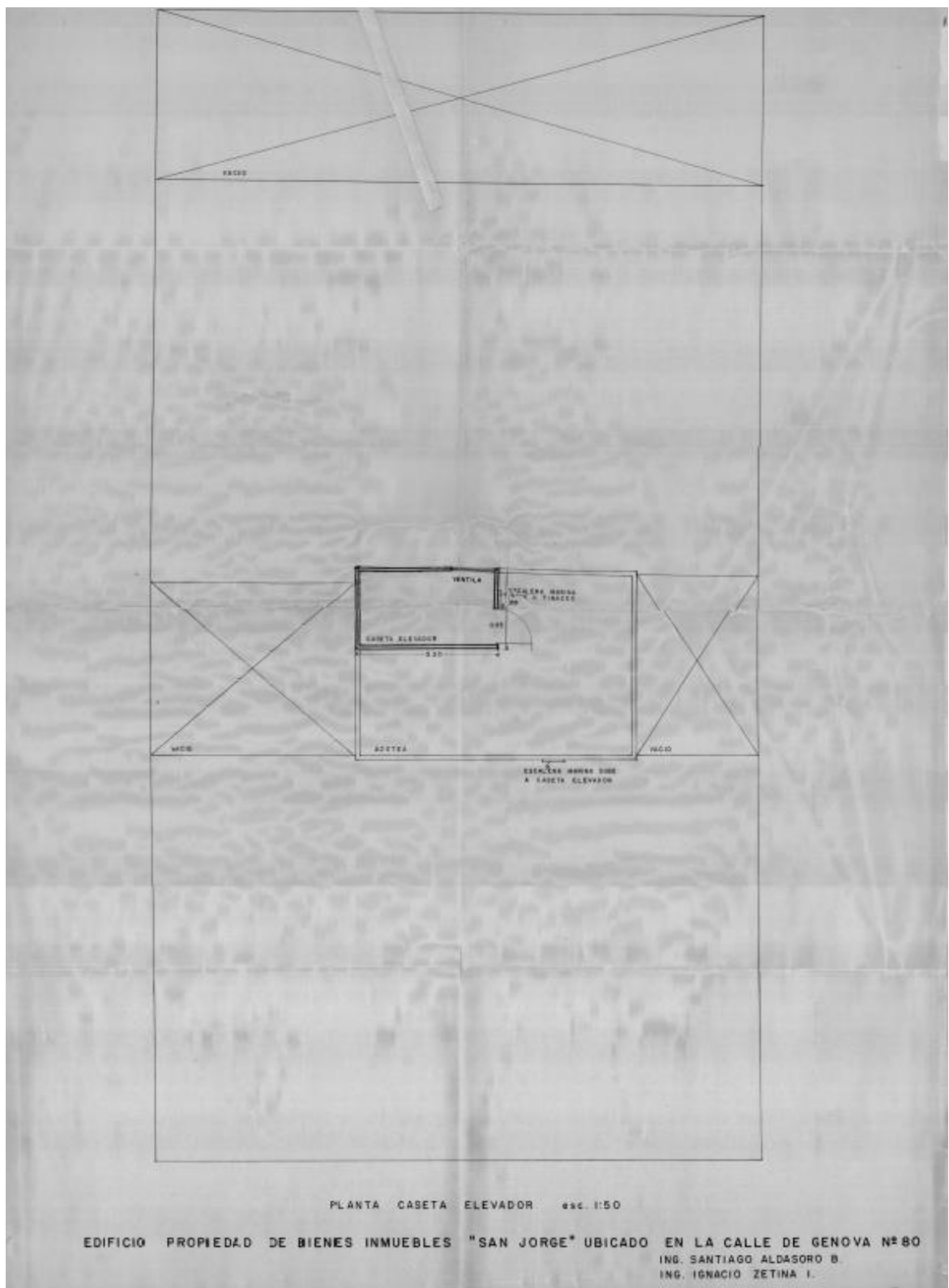


Figura 0.7: Caseta elevador.

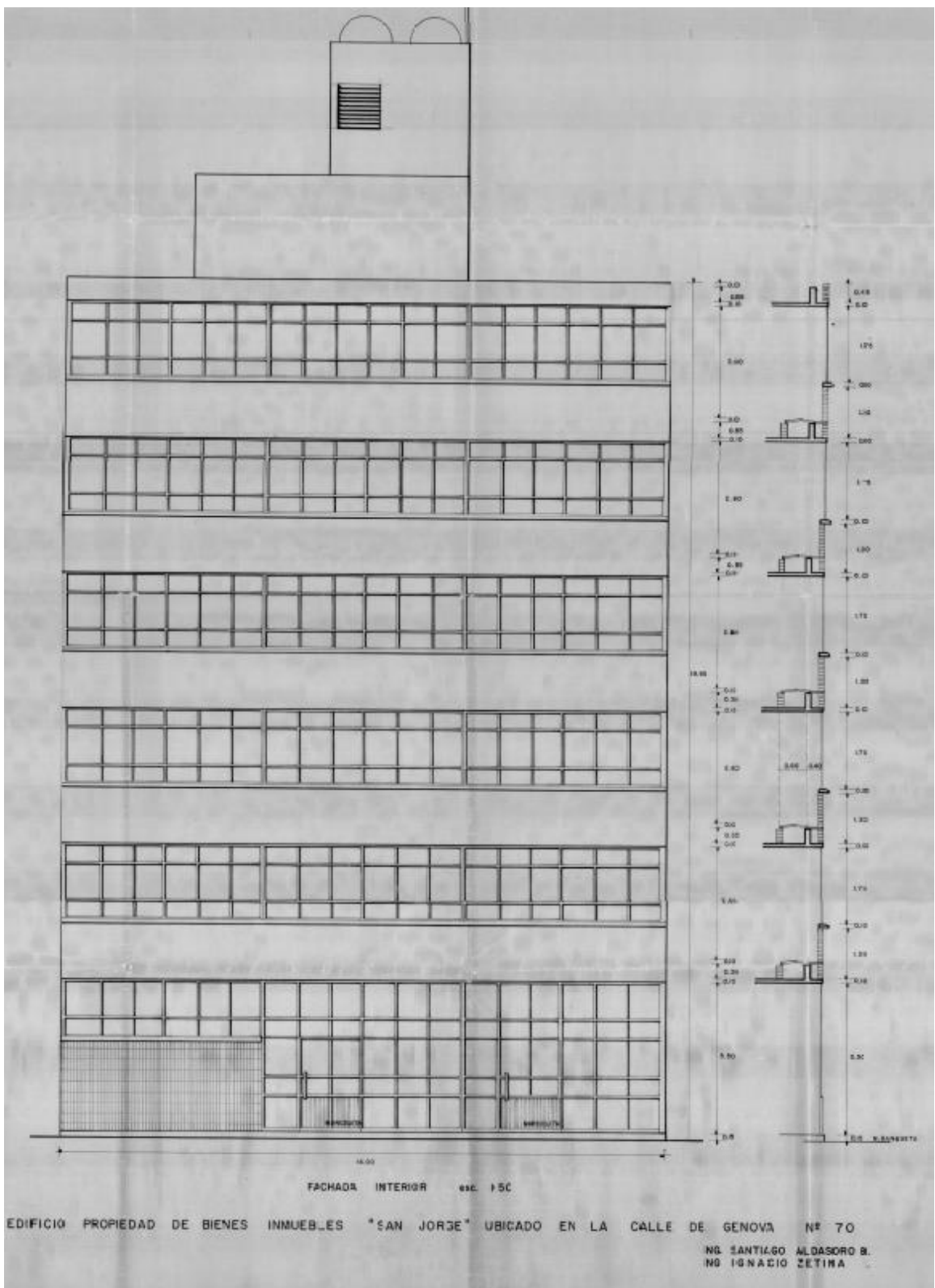


Figura 0.8: Fachada interior.

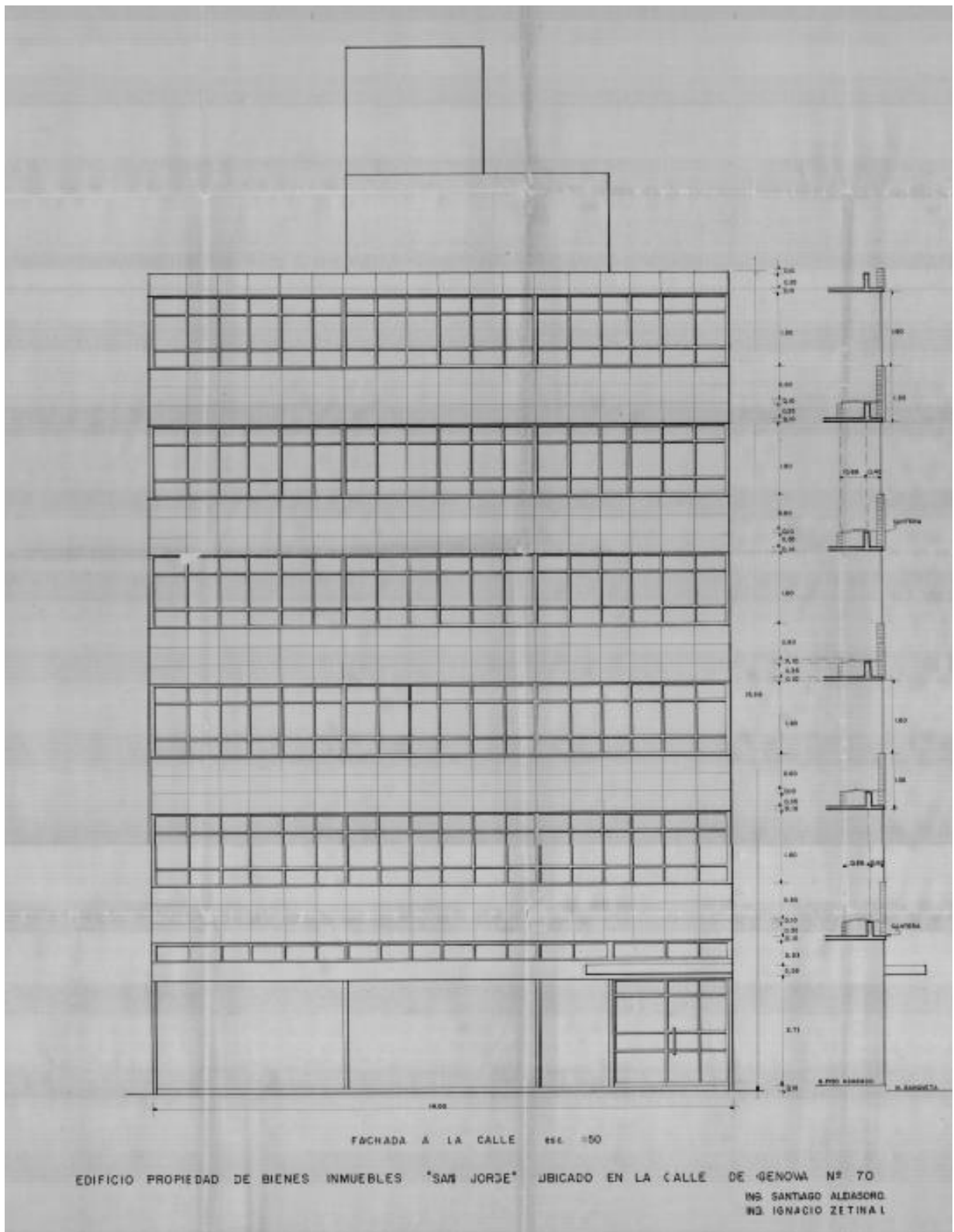


Figura 0.9: Fachada a la calle.

C. Detallamiento elementos

En la presente sección se encuentran tabulados las distintas columnas y vigas con sus respectivas dimensiones y cuantías, a partir de los planos adjuntados.

C.1. Columnas

Tabla 0.2: Armadura columnas. Planta Baja.

Planta Baja			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos
1 - A	25 x 55	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
1 - B	40 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
1 - C	40 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
1 - D	25 x 55	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
2 - A	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
2 - B	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
2 - C	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
2 - D	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
3 - A	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
3 - B	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
3 - C	25 x 65	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
3 - D	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
4 - A	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
4 - B	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
4 - C	25 x 65	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
4 - D	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
5 - A	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
5 - B	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
5 - C	45 x 45	4 ϕ 1"	ϕ 3/8"@30 cm
5 - D	25 x 60	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - A	25 x 55	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - B	40 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - C	40 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - D	25 x 55	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm

Tabla 0.3: Armadura columnas. Nivel 1.

Nivel 1			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos

1 - A	20X45	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
1 - B	35X35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
1 - C	35X35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
1 - D	20X45	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - A	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
2 - B	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@40 cm
2 - C	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@40 cm
2 - D	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
3 - A	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
3 - B	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@ 20 cm
3 - C	20X60	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@30 cm
3 - D	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
4 - A	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
4 - B	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@40 cm
4 - C	20X60	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@30 cm
4 - D	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
5 - A	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
5 - B	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@40 cm
5 - C	40X40	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8"@40 cm
5 - D	20X50	2 ϕ 5/8"+4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@20 cm
6 - A	20X45	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - B	35X35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - C	35X35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
6 - D	20X45	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm

Tabla 0.4: Armadura columnas. Nivel 2 y 3.

Nivel 2 y 3			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos
1 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
1 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - A	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - B	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
2 - C	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
2 - D	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - A	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - B	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
3 - C	20 x 50	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
3 - D	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - A	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - B	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm

Nivel 2 y 3			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos
4 - C	20 x 50	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
4 - D	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - A	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - B	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
5 - C	35 x 35	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@30 cm
5 - D	20 x 40	4 ϕ 3/4"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm

Tabla 0.5: Armadura columnas. Nivel 4.

Nivel 4			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos
1 - A	20 x 35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
1 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - D	20 x 35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
2 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
2 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
3 - C	20 x 45	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
3 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
4 - C	20 x 45	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
4 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - A	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
5 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
5 - D	20 x 40	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - A	20 x 35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - B	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - C	30 x 30	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - D	20 x 35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm

Tabla 0.6: Armadura columnas. Azotea.

Azotea			
Columna	Sección [cm]	Armadura Longitudinal	Estribos
1 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
1 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - C	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@25 cm
1 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - C	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
2 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - C	20X40	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
3 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - C	20X40	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
4 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - C	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@20 cm
5 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - A	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm
6 - B	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - C	25X25	4 ϕ 1/2"	ϕ 1/4"@25 cm
6 - D	20X35	4 ϕ 5/8"	ϕ 1/4"@20 cm

C.2. Vigas

Tabla 0.7: Armadura vigas. Planta baja y Nivel 1.

Planta Baja y Nivel 1					
Tipo	b [cm]	h [cm]	$\rho_{long\ top}$ [%]	$\rho_{long\ bottom}$ [%]	ρ_{trans} [%]
1,2,5 y 6	15	45			
Sección a	15	45	1.06	0.77	0.58
Sección b	15	45	1.06	0.59	0.58
Sección c	15	45	1.06	0.77	0.58
3 y 4	15	45			
Sección a	15	45	1.22	0.59	0.58
Sección b	15	45	1.22	1.17	0.58

Sección c	15	45	1.22	0.59	0.58
1',2',4' y 5'	15	45			
Sección a	15	45	0.80	0.59	0.58
Sección b	15	45	0.80	0.59	0.58
Sección c	15	45	0.80	0.59	0.58
3'	15	45	1.36	0.96	0.58
B y C	20	45			
Sección 1	20	45	1.58	1.51	0.89
Sección 2	20	45	1.58	1.07	0.40
Sección 3	20	45	0.91	0.63	0.40
Sección 4	20	45	1.58	1.07	0.40
Sección 5	20	45	1.58	1.51	0.89
A y D	15	45			
Sección 1	15	45	1.22	0.96	0.58
Sección 2	15	45	1.22	0.96	0.58
Sección 3	15	45	0.56	0.38	0.58
Sección 4	15	45	1.22	1.22	0.58
Sección 5	15	45	1.22	0.96	0.58
B'	15	30	0.60	0.56	0.58
C'	15	45	0.80	1.17	0.58

Tabla 0.8: Armadura vigas. Nivel 2, 3 y 4.

Nivel 2, 3 y 4					
Tipo	b [cm]	h [cm]	$\rho_{long\ top}$ [%]	$\rho_{long\ bottom}$ [%]	ρ_{trans} [%]
1,2,5 y 6	15	45			
Sección a	15	45	1.06	0.80	0.59
Sección b	15	45	1.06	0.80	0.59
Sección c	15	45	1.06	0.80	0.59
3 y 4	15	45			
Sección a	15	45	1.22	1.06	0.38
Sección b	15	45	1.22	1.06	0.96
Sección c	15	45	1.22	1.06	0.38
1',2',4' y 5'	15	45			
Sección a	15	45	0.80	0.80	0.59
Sección b	15	45	0.80	0.80	0.59
Sección c	15	45	0.80	0.80	0.59
3'	15	45	1.36	1.36	0.96
B y C	20	45			
Sección 1	20	45	1.58	1.46	1.51
Sección 2	20	45	1.58	1.46	1.07
Sección 3	20	45	0.91	0.79	0.63

Nivel 2, 3 y 4					
Tipo	b [cm]	h [cm]	$\rho_{long\ top}$ [%]	$\rho_{long\ bottom}$ [%]	ρ_{trans} [%]
Sección 4	20	45	1.58	1.46	1.07
Sección 5	20	45	1.58	1.46	1.51
A y D	15	45			
Sección 1	15	45	1.22	1.06	0.80
Sección 2	15	45	1.22	1.06	0.80
Sección 3	15	45	0.56	0.42	0.21
Sección 4	15	45	1.22	1.06	0.80
Sección 5	15	45	1.22	0.96	0.58
B'	15	30	0.60	0.56	0.58
C'	15	45	0.80	1.17	0.58

Tabla 0.9: Armadura vigas. Azotea.

Azotea					
Tipo	b [cm]	h [cm]	$\rho_{long\ top}$ [%]	$\rho_{long\ bottom}$ [%]	ρ_{trans} [%]
1,2,5 y 6	15	45			
Sección a	15	45	0.94	0.59	0.58
Sección b	15	45	0.94	0.59	0.58
Sección c	15	45	0.94	0.59	0.58
3 y 4	15	45			
Sección a	15	45	0.99	0.38	0.58
Sección b	15	45	1.36	0.96	0.58
Sección c	15	45	1.36	0.96	0.58
1',2',4' y 5'	15	45			
Sección a	15	45	1.09	0.59	0.58
Sección b	15	45	1.09	0.59	0.58
Sección c	15	45	1.09	0.59	0.58
3'	15	45	1.36	1.22	1.30
B y C	20	45			
Sección 1	20	45	1.72	1.71	0.89
Sección 2	20	45	1.72	1.27	0.89
Sección 3	20	45	0.79	0.63	0.40
Sección 4	20	45	1.23	1.27	0.89
Sección 5	20	45	1.23	1.71	0.89
A y D	15	45			
Sección 1	15	45	0.90	0.80	0.58
Sección 2	15	45	0.90	0.80	0.58
Sección 3	15	45	0.32	0.21	0.58
Sección 4	15	45	0.90	0.80	0.58
Sección 5	15	45	0.90	0.80	0.58

Azotea					
Tipo	b [cm]	h [cm]	$\rho_{long\ top}$ [%]	$\rho_{long\ bottom}$ [%]	ρ_{trans} [%]
B'	15	30	0.60	0.56	0.58
C'	15	45	0.80	1.17	0.58