

**ANÁLISIS DE RIESGO EN VIVIENDAS INFORMALES DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA DE BLOQUES DE ARCILLA
EN LA CIUDAD DE CARACAS ANTE AMENAZAS
SÍSMICAS.**

Katherina Flores Ferreira

Fabrizio Schiavo Ruiz

Ing. Vincenzo Bonadio

Junio de 2015

Agradecimientos

A nuestros padres: Liz, Mario, Susana y Sergio, quienes con cariño nos brindaron su apoyo incondicional durante toda nuestra experiencia universitaria.

A nuestro tutor, el Ing. Vincenzo Bonadio. Por su tiempo, todo el material ofrecido y la confianza que depositó en nosotros y en el tema de este trabajo desde el inicio.

Agradecemos también al Ing. Eduardo López por compartir su experiencia y conocimientos en el manejo del software SAP2000, y su disposición a siempre aclarar las dudas que se presentaron en el camino.

A Daniel, José y Francesco, por todas las horas de estudio y risas compartidas.

Índice General

Introducción	xiii
Sinopsis	xiii
Abstract	xiv
Planteamiento del problema	xv
Alcance y limitaciones	xvi
Objetivo general	xvii
Objetivos específicos	xvii
Capítulo 1.- Amenaza Sísmica en Venezuela	1
Fallas principales de Venezuela	1
Historial sísmico de Caracas (Los cinco terremotos de la ciudad)	4
Terremoto de 1641 (Terremoto de San Bernabé).....	4
Terremoto de 1766	4
Terremoto de 1812	6
Terremoto de 1900 (Terremoto de San Narciso).....	8
Terremoto de 1967	9
Boletín técnico	9
Aportes posteriores	9
Consecuencias humanas y estructurales	11
Efectos sobre la naturaleza	12
Capítulo 2.- Factores Socio-Económicos	13
Datos demográficos del Área Metropolitana de Caracas	14
Falta de recursos económicos.....	14
Falta de planes de contingencia durante desastres	15
Cambio del uso previsto en la edificación original.....	17

Capítulo 3.- Factores geológicos	19
Inestabilidad de taludes	19
Licuefacción del suelo.....	21
Interacción suelo-estructura	22
Capítulo 4.- Factores Arquitectónicos	23
Configuración geométrica irregular en planta y alzado de la edificación.....	23
Relación de esbeltez	26
Luces, disposición de elementos de confinamiento vertical y dimensiones de muros	28
Distribución asimétrica de columnas	29
Disposición de elementos de fachada	30
Capítulo 5.- Factores estructurales	33
Tipología estructural	33
Ductilidad disponible	36
Columna corta	38
Golpeteo entre viviendas colindantes.....	39
Distribución asimétrica de rigideces y masas	41
Pisos blandos.....	44
Fundaciones	45
Capítulo 6.- Factores constructivos	46
Mala calidad de los materiales	46
Mortero.....	49
Consideraciones del concreto usado en viviendas informales	49
Encofrado deficiente	51
Características del vaciado y curado del concreto	54
Falta de recubrimiento propiciando la corrosión	56

Falta de unión adecuada entre los elementos estructurales y los tabiques de mampostería	58
Remodelación y/o eliminación total o parcial de paredes internas	58
Mano de obra defectuosa	59
Falta de inspección eficiente	59
Capítulo 7.- Metodología	61
Encuestas a constructores.....	61
Tipo de encuesta.....	61
Selección y tamaño de la muestra	61
El cuestionario	62
Modalidad de encuesta	64
Determinación de las propiedades del concreto.....	66
Dosificaciones teóricas.....	66
Dosificaciones resultantes del sondeo.....	67
Determinación del $f'c$ del concreto a partir de la relación agua/cemento	67
Módulo de elasticidad del concreto.....	68
Ensayo de resistencia a la compresión de bloques de arcilla	69
Disposiciones previas al ensayo	69
Muestras.....	69
Inspección de muestras	69
Preparación de muestra (capping de yeso)	71
Método de ensayo.....	72
Equipos	72
Procedimiento	72
Expresión de los resultados	72
Especificaciones normativas	73

Resistencia a la tracción	73
Determinación del módulo de elasticidad y módulo de corte	74
Relación de Poisson.....	74
Máximo esfuerzo cortante nominal.....	74
Evaluación estructural en SAP2000.....	75
Modelaje por elementos finitos	76
Acciones estáticas que actúan sobre los diafragmas horizontales.....	77
Combinaciones de carga.....	77
Acciones debidas al sismo (Espectro de respuesta)	78
Análisis adicional de la estructura (modelo progresivo de falla manual)	81
Acciones debidas al sismo (Acelerograma)	81
Caracterización de las viviendas	84
Capítulo 8.- Resultados y Análisis	90
Encuesta realizada a expertos.....	90
Propiedades mecánicas del concreto.....	93
Propiedades mecánicas de los bloques huecos de arcilla.....	95
Evaluación estructural en SAP2000.....	98
Comportamiento actual de las viviendas.....	98
Comportamiento de las viviendas bajo acciones sísmicas	101
Distribución de esfuerzos normales	104
Distribución de momentos.....	108
Análisis de esfuerzos cortantes.....	111
Capacidad de elementos confinantes.....	112
Análisis adicional de la estructura (modelo progresivo de falla manual)	115
Capítulo 9.- Conclusiones.....	119
Capítulo 10.- Recomendaciones.....	121
Referencias Bibliográficas.....	123

ANEXO 1

Planilla de resultados Ensayo a compresión de bloques huecos de arcilla

ANEXO 2

Modelaje de vivienda N° 1

ANEXO 3

Modelaje de vivienda N° 2

ANEXO 4

Modelaje de vivienda N° 3

ANEXO 5

Modelaje de vivienda N° 4

ANEXO 6

Modelaje de vivienda N° 5

ANEXO 7

Fotografías aéreas (Donaldo Barros)

Índice de Figuras

Figura 1-1: Esquema de límite de placas en Venezuela y Señalización de los sistemas de fallas principales	2
Figuras 1-2: Señalización de las fallas cuya actividad sísmica puede afectar a la ciudad de Caracas	3
Figura 1-3: Distribución geográfica de las intensidades concernientes al sismo del 21 de Octubre de 1766.....	5
Figura 2-1: Mapa del Barrio de Petare en Caracas.....	16
Figura 2-2: Taller mecánico en planta baja de vivienda en Barrio Brisas del Ávila.....	17

Figura 3-1: Deslizamiento de talud en la Av Guzmán Blanco de la Cota 905, Caracas. Ocurrido el 27 de noviembre del 2008	19
Figura 3-2: Gráfico de la Relación porcentual de las laderas en base a su nivel de susceptibilidad	20
Figura 3-3: Colapso de ladera en barrio José Félix Ribas de Petare, Caracas ocurrido el 12 de septiembre del 2010	21
Figura 4-1: Viviendas con sistemas portantes no paralelos, Petare	24
Figura 4-2: Influencia de los entrantes y salientes en la definición de irregularidad en planta.....	25
Figura 4-3: Ejemplo de irregularidad geométrica vertical en vivienda de mampostería confinada y modelo de la vivienda en ETABS.....	26
Figura 4-4: Ejemplo de Relación de Esbeltez	27
Figura 4-5: Discontinuidades en ejes de machones de un pórtico en ETABS	30
Figura 4-6: Ubicación de aberturas en los muros de mampostería confinada y necesidad de elementos de confinamiento	31
Figura 4-7: Necesidad de dinteles en aberturas por debajo de las vigas corona	31
Figura 4-8: Viviendas en Barrio el Winche de Filas de Mariche.	32
Figura 5-1: Paño típico de muro confinado	34
Figura 5-2: a) Comportamiento de la mampostería en elementos porticados. b) Comportamiento de la mampostería confinada.....	37
Figura 5-3: Interacción de muros de mampostería con elementos aporticados de concreto armado y fallas por columna corta	38
Figura 5-4: Viviendas colindantes de hasta 5 pisos de altura, con alturas de entrepiso distintas y sin juntas de separación. Barrio La Bombilla de Petare	40
Figura 5-5: Asimilación del efecto de un sismo a una fuerza estática equivalente horizontal	41

Figura 5-6: Torsión en planta	43
Figura 5-7: Tanque de agua elevado, dispuesto sobre vivienda de mampostería confinada. Barrio La Bombilla de Petare	43
Figura 5-8: Medidas típicas de zapata de fundación	45
Figura 6-1: Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador	47
Figura 6-2: Distribución interna de paredes en mampostería de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador	47
Figura 6-3: Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador, Caracas.....	52
Figura 6-4: Vaciado de los elementos de confinamiento de concreto armado	55
Figura 6-5: Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín Municipio Libertador	57
Figura 6-6: Vivienda ubicada en el Barrio Chapellín, Municipio Libertador	60
Figura 6-7: Pórtico en una sola dirección. Vivienda ubicada en Barrio Chapellin	60
Figura 7-1: Primer bloque de preguntas de la encuesta, correspondientes a las propiedades del concreto.....	64
Figura 7-2: Segundo bloque de preguntas de la encuesta, referentes a la estructuración de la vivienda.....	65
Figura 7-3: Bloques Ensayados (SM2, CH2, CH4 y EB1) y Bloques descartados (SM4 y EB4).....	70
Figura 7-4: Bloque EB2 con capa o cubierta de yeso	71
Figura 7-5: Maquina Universal de Ensayo a Compresión.....	73
Figura 7-6: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Chapellín, Caracas	79
Figura 7-7: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Antímamo, Caracas	79
Figura 7-8: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Petare, Caracas	80
Figura 7-9: Definición de la función espectral en SAP2000.....	80
Figura 7-10: Acelerograma registrado durante sismo El Centro, componente Norte-Sur.....	83

Figura 7-11: Definición de la función historia en el tiempo en SAP2000	83
Figura 7-12: Pórtico en una sola dirección con viga en volado. Vivienda #1. Chapellín, Caracas	84
Figura 7-13: Comparación de Fachada de vivienda #1 con su respectivo modelo en SAP2000	85
Figura 7-14: Vista de fachada de vivienda #1 en SAP2000.....	85
Figura 7-15: Comparación de Fachada de vivienda #2 con su respectivo modelo en SAP2000	86
Figura 7-16: Modelo de vivienda #3 en SAP2000	87
Figura 7-17: Modelo de vivienda #4 en SAP2000	88
Figura 7-18: Modelo de vivienda #5 en SAP2000	89
Figura 8-1: Gráfico de los Métodos habituales de mezclado y vaciado del concreto en porcentajes resultantes de encuestas	91
Figura 8-2: Gráfico de las Dimensiones de sección de machón y luces entre machones de uso habitual	92
Figura 8-3: Gráfico de los Rangos de resistencias a la compresión de diferentes tipos de concreto.....	95
Figura 8-4: Gráfico de Comparación de las resistencias a la compresión obtenidas con los límites establecidos en la Norma	96
Figura 8-5: Concentración de esfuerzos en vivienda #1 sin considerar sismo.....	98
Figura 8-6: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #2 y #3 sin considerar sismo	99
Figura 8-7: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #4 y #5 sin considerar sismo	100
Figura 8-8: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #1 y #2 considerando sismo	102
Figura 8-9: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #3 y #4 considerando sismo.....	103
Figura 8-10: Concentración de esfuerzos en vivienda #5 sin considerar sismo	104
Figura 8-11: Concentración de esfuerzos a tracción en fachada lateral de vivienda #1.....	105

Figura 8-12: Esfuerzos de tracción en pórticos de 3 y 5 metros. Vivienda #1	106
Figura 8-13: Distribución de esfuerzos y grietas en presencia de aberturas	107
Figura 8-14: Alta concentración de esfuerzos de tracción en volado	108
Figura 8-15: Diagramas de momentos en miembros de confinamiento y pórticos centrales de vivienda #1.....	108
Figura 8-16: Diagramas de momentos en miembros de confinamiento y pórticos centrales de viviendas #5	109
Figura 8-17: Diagramas de momentos en fachada con Columna Corta. Vivienda #2	110
Figura 8-18: Diagramas de corte en fachada con Columna Corta.....	110
Figura 8-19: Valores de interacción en elementos como vigas o columnas para viviendas #1 y #2	112
Figura 8-20: Efecto de pandeo reportado por SAP2000	113
Figura 8-21: Distribución de esfuerzos para tiempo igual a 0s	115
Figura 8-22: Desprendimiento progresivo de elementos de mampostería durante la duración del sismo “El Centro”	116
Figura 8-23: Esfuerzos registrados en los elementos a tiempo real	117

Índice de Tablas

Tabla 1-1: Leyenda Figura 1-2.....	3
Tabla 1-2: Relación de Daños del terremoto de 1812 Vs Fuente documental	7
Tabla 1-3: Actualización de la Norma “Edificaciones Antisísmicas”.....	10
Tabla 2-1: Distribución demográfica del Área Metropolitana de Caracas	14
Tabla 4-1: Disposición de machones y luces máximas según varias normas latinoamericanas	28
Tabla 5-1: Tipos de Materiales usados en los elementos estructurales de las viviendas	35

Tabla 6-1: Tiempos mínimos para desencofrar	53
Tabla 7-1: Población entrevistada	62
Tabla 7-2: Preparación y Dosificación del concreto, materiales necesarios por metro cúbico de concreto	66
Tabla 7-3: Principales aplicaciones de los concretos	67
Tabla 7-4: Valores máximos de la relación agua/cemento	68
Tabla 7-5: Muestras del Ensayo (Bloques huecos de arcilla).....	69
Tabla 7-6: Muestras descartadas para el ensayo de compresión	70
Tabla 7-7: Resistencia a la compresión de bloques de arcilla	73
Tabla 7-8: Ubicación de viviendas donde se realizaron levantamientos de medidas	75
Tabla 7-9: Combinaciones de solicitaciones para el Estado límite de agotamiento resistente	77
Tabla 7-10: Caracterización de vivienda #1	84
Tabla 7-11: Caracterización de vivienda #2	86
Tabla 7-12: Caracterización de vivienda #3	87
Tabla 7-13: Caracterización de vivienda #4	88
Tabla 7-14: Caracterización de vivienda #5	89
Tabla 8-1: Resultados del 1er bloque de Encuestas.....	90
Tabla 8-2: Resultados del 2do bloque de Encuestas.....	91
Tabla 8-3: Resultados del 2do bloque de Encuestas. Fundaciones	93
Tabla 8-4: Relaciones agua/cemento obtenidas a partir de las dosificaciones típicas resultantes de las encuestas a constructores	93
Tabla 8-5: Relaciones agua/cemento obtenidas a partir de las dosificaciones propuestas por el manual del constructor popular del Arquitecto Luis López	94
Tabla 8-6: Módulo de Elasticidad del concreto obtenido a partir de la Resistencia considerada	94

Tabla 8-7: Resultados del Ensayo a compresión de bloques huecos de arcilla	95
Tabla 8-8: Propiedades mecánicas de los bloques huecos de arcilla	97
Tabla 8-9: Resistencia a la tracción de los bloques huecos de arcilla a partir de f'_m	97
Tabla 8-10: Muros considerados para el análisis de esfuerzo cortante	111
Tabla 8-11: Esfuerzo cortante en la base de los muros producto de acciones sísmicas	111
Tabla 8-12: Valores de interacción	113
Tabla 8-13: Pandeo local	114

Introducción

Sinopsis

El historial sísmico de Caracas cuenta con eventos que han llegado a ser catalogados como catastróficos. El 29 de julio de 1967 se registró el último sismo durante el cual la ciudad sufrió pérdidas humanas y daños estructurales importantes. Hoy en día, tras 48 años de tensa calma, las probabilidades de que vuelva a ocurrir un sismo de magnitud apreciable son muy altas.

El patrón desproporcionado de crecimiento poblacional que ha experimentado la ciudad de Caracas en las últimas décadas ha traído consigo la proliferación desmesurada de viviendas informales de autoconstrucción, cuyo sistema estructural está constituido por bloques huecos de arcilla unidos con mortero, confinados por columnas y vigas de dimensiones homólogas al espesor del bloque.

Este trabajo se fundamenta en la realización de modelos estructurales con el software SAP2000, ingresando la información recabada sobre las funciones espectrales de respuesta para diversas zonas de la ciudad, los factores que aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones, las características de las viviendas a partir de la consulta a expertos y levantamientos in-situ, y las propiedades mecánicas de los materiales utilizados por los constructores obtenidas mediante dosificaciones y ensayos.

Tras realizar el análisis de los modelos se observa que el sistema estructural resulta efectivo para soportar las cargas a las que diariamente está sometido, pero deficiente para soportar los elevados esfuerzos de tracción y cortante que se pueden generar sobre él a la hora en que ocurra el sismo que se espera para Caracas.

Palabras claves: mampostería confinada, amenaza sísmica, vulnerabilidad estructural,

Abstract

The city of Caracas has witnessed some seismic events that have been classified as catastrophic. The earthquake of 1967 was the last seismic event that claimed human losses and significant structural damage was reported in the city. Today, after 48 years of tense calm, the probabilities of recurrence of an earthquake of significant magnitude are high.

The disproportionate patterns of population growth experienced by the city of Caracas in recent decades has led to the excessive proliferation of so-called slums, whose structural system is constituted by hollow masonry units made of clay and glued with mortar, confined by columns and beams of equivalent dimensions to the width of the brick.

This contribution is based on the realization of structural models using the software SAP2000, depositing information such as the spectral functions of response for diverse zones of the city, the factors that increase the vulnerability of the buildings, the characteristics of the housings obtained by means of the consultation to experts and experiences in field, and the mechanical properties of the materials used on a regular basis by the constructors.

After a detailed analysis of the structural models, it is observed that the structural system turns out to be effective supporting static daily loads, but deficiently to support the tensile and shear stresses that can be generated by the expectable earthquake in Caracas.

Keywords: confined masonry, earthquake hazard, structural vulnerability.

Planteamiento del problema

El departamento de riesgo de la Alcaldía de Caracas afirma que el 54% de la población de la ciudad habita en barriadas, dichas barriadas ocupan un 17.87% de las hectáreas sobre las cuales se asienta la ciudad. Estos datos demuestran que más de la mitad de los caraqueños hacen vida en un espacio hacinado y denso, en viviendas que involucraron poco o nulo respeto por las normativas constructivas venezolanas, establecidas sobre terrenos ocupados que en un pasado no muy lejano, pero ciertamente menos poblado, fueron testigos de sismos de distinta intensidad. Desafortunadamente, las autoridades no solo han desviado la mirada de este problemática, sino que también han auspiciado el incremento de la construcción no controlada.

El sistema estructural típico de las viviendas informales suele ser a base de mampostería confinada de bloques huecos de arcilla. Estas edificaciones son construcciones consistentes en paredes de bloques de arcilla unidos con mortero, confinadas con un marco de elementos horizontales y verticales de concreto reforzado. La estabilidad y el comportamiento de estas viviendas se ven también afectados por diversas características adicionales como lo son las condiciones de fundación incierta, las instalaciones sanitarias precarias que debilitan el suelo al filtrarse con facilidad, la construcción progresiva indiscriminada y la conexión que se realiza entre una vivienda y otra.

Se plantea entonces como trabajo especial de grado evaluar las vulnerabilidades del sistema constructivo actual de las viviendas informales del Área Metropolitana de Caracas, la construcción con mampostería confinada, mediante la implementación de modelos estructurales y matemáticos (tomando en cuenta las características constructivas principales de este tipo de viviendas) y su comportamiento ante las amenazas sísmicas presentes en esta zona del país. La temática de este trabajo es de suma importancia, sobre todo por el posible impacto a la alta población que se ve afectada.

Alcance

Este trabajo se limita al análisis del comportamiento de algunos tipos de viviendas informales ante acciones sísmicas mediante el uso de modelos matemáticos para determinar y evaluar los riesgos involucrados.

Limitaciones

- Estudio general de algunos tipos de muestras (viviendas de entre 1 y 4 niveles con patrones de construcción más frecuentes)
- No se consideran las características geotécnicas de la zona en el análisis matemático realizado con el software SAP2000.
- Se evalúa únicamente las viviendas informales del área metropolitana de Caracas.

Objetivo general

Analizar el riesgo de las estructuras de mampostería confinada de bloques de arcilla en la ciudad de Caracas ante amenazas sísmicas.

Objetivos específicos

- Determinar las características de los sismos en Venezuela.
- Caracterizar a través de la consulta a expertos el uso del sistema constructivo de la mampostería confinada de bloques de arcilla en Venezuela.
- Determinar las propiedades mecánicas de los bloques huecos de arcilla disponibles en el mercado mediante ensayos de laboratorio.
- Determinar las propiedades mecánicas del concreto utilizado en la construcción de las viviendas informales, haciendo uso de referencias bibliográficas y consultas a expertos.
- Simular el comportamiento de una estructura de mampostería confinada de bloques de arcilla ante varios escenarios sísmicos probables, mediante modelos matemáticos elaborados con el software SAP2000.

CAPÍTULO 1

Amenaza Sísmica en Venezuela

El norte de Venezuela está situado en el límite de las placas tectónicas de Sudamérica y del Caribe. La placa Sudamericana es una de las 7 placas continentales, mientras que la del Caribe es una de las 14 placas de tamaño intermedio existentes en el planeta Tierra.

La zona de contacto entre las dos placas produce una serie de fallas¹ que con el tiempo han definido los sistemas montañosos de la Cordillera Andina, Central y Oriental.

Fallas Principales de Venezuela:

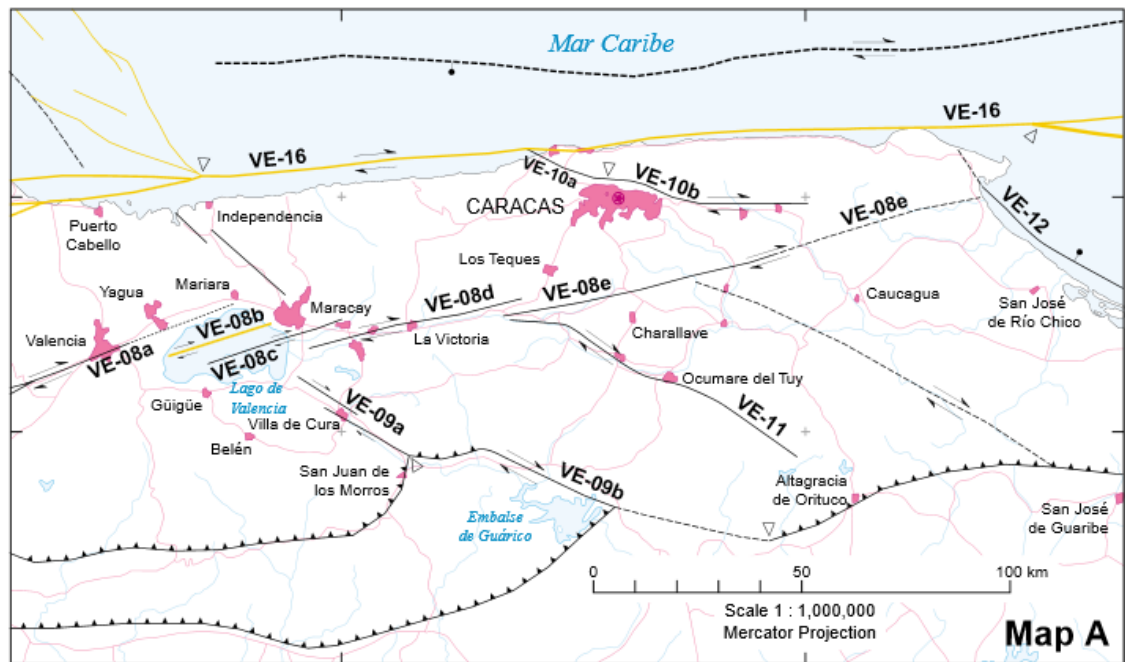
- Falla de Boconó: La falla de mayor longitud de Venezuela, se expande por 500 km en los Andes Centrales, desde los Andes Orientales Colombianos hasta Morón, donde se ramifica. La falla de Boconó fue la primera en ser reconocida, además de poseer una fuerte expresión topográfica y estar expuesta a lo largo de su extensión. La sacudida más violenta de la que se tiene registro producida por esta falla fue el Gran Terremoto de los Andes, ocurrido el 28 de Abril de 1894 y que según los registros dejó 21.000 damnificados y 300 muertos.
- Falla de San Sebastián: Se prolonga en sentido este-oeste desde las aproximaciones de la isla de Cubagua, hasta las costas del Estado Falcón, ubicándose paralela a la Cordillera Central. El sismo de Caracas de 1967 se generó en el sistema de fallas de San Sebastián.

¹ Fallas: estructuras geológicas de la corteza terrestre sobre las cuales ocurre el desplazamiento horizontal de las placas.

- Falla del Pilar: Esta falla es del tipo transcurrente dextral y de dirección este–oeste; se extiende desde la fosa de Cariaco y continúa hacia el sur-este hasta la falla Los Bajos. Toda actividad sísmica somera en la región oriental de Venezuela está asociada con esta falla. La última sacudida violenta producida por esta falla fue el terremoto de Cariaco en 1997, en el que perecieron 70 personas y se vieron afectadas por el colapso total o parcial edificaciones como escuelas, residencias, y viviendas de bajos recursos.
- Falla de Oca – Ancón: Este sistema de fallas es el menos activo de todos, es considerado un sistema principal por su longitud y no por la potencial sismicidad que puede producir. La falla corre en dirección Oeste – Este y atraviesa los estados Zulia, Falcón, Lara y Yaracuy hasta Morón, donde ocurre una encrucijada de fallas junto con las de Boconó y San Sebastián.



Figura 1-1: Esquema de límite de placas en Venezuela y Señalización de los sistemas de fallas principales.
Zoom al centro del país. (Fuente: F. Audermard (FUNVISIS) y J. Cox y R. Dart del US Geological Survey.)



Figuras 1-2: Señalización de las fallas cuya actividad sísmica puede afectar a la ciudad de Caracas. (Fuente: F. Audermard (FUNVISIS) y J. Cox y R. Dart del US Geological Survey.)

Tabla 1-1: Leyenda Figura 1-2

Numero	Nombre de la Estructura	Numero	Nombre de la Estructura
VE-16	Falla de San Sebastián	Sistema de Fallas de La Victoria	
VE-09a	Falla del Río Guárico Norte	VE-08a	Falla Guacamaya
VE-09b	Falla del Río Guárico Sur	VE-08b	Falla La Cabrera
VE-10a	Falla Tacagua	VE-08c	Falla El Horno
VE-10b	Falla del Ávila	VE-08d	Falla La Victoria
VE-11	Falla Tacatá	VE-08e	Falla Pichao
VE-12	Falla de Piritú		

Historial Sísmico de Caracas. (Los cinco terremotos de la ciudad)

La ciudad de Caracas ha sido escenario de numerosos episodios sísmicos desde su fundación, sin embargo, hay cinco sismos que se han destacado por los daños ocasionados a la infraestructura de la ciudad, y por el saldo de víctimas producido. Estos cinco terremotos característicos son los de 1641, 1766, 1812, 1900 y 1967.

Terremoto de 1641 (Terremoto de San Bernabé)

El día 11 de Junio de 1641 a las 8.30 de la mañana ocurre lo que historiadores catalogan como el primer terremoto de Caracas desde su fundación. Conocido como el Terremoto de San Bernabé puesto que ocurrió el día en que se conmemora al apóstol. Dicho terremoto tuvo una magnitud de entre 7.5-8, su epicentro se ubicó en el Mar Caribe frente a las costas del litoral central y su ocurrencia se asoció al sistema de fallas de San Sebastián. Las pérdidas de vidas representaron un 10% de la población de la ciudad. Se derrumbaron la mayoría de las casas y edificios religiosos. El gobernador y el cabildo decidieron mudar la ciudad al sitio de Chacao a lo que el pueblo se opuso. (J. Lafaille, 2012)

Terremoto de 1766.

El terremoto de Octubre de 1766 es el evento sísmico más ampliamente sentido en la historia de Venezuela y Trinidad. El terremoto fue percibido en un área de 4 millones de kilómetros cuadrados, desde lo que hoy sería la Guayana Francesa, pasando por Surinam, Guyana, Trinidad, y Venezuela hasta la ciudad de Maracaibo. Al sismo se le asignó una magnitud máxima de 8 Ms. Poco se sabe de la ubicación exacta del epicentro. Hasta la fecha existen tres interpretaciones sobre la localización del mismo:

- El epicentro se encuentra en algún punto a lo largo de la falla del Pilar (Robson, 1964; Pérez, 2001). Esta interpretación representa mayor consecuencias desde el punto de vista

de riesgo sísmico en la actualidad. La tasa de movimiento aproximado de 10 mm/año a lo largo de la principal traza de la falla implica que el ciclo sísmico del evento de 1766 está actualmente aproximándose a su fin, por lo cual, según esta hipótesis, un potente sismo puede desencadenarse a pocas profundidades (15-20 km) a lo largo de los 150 km de la falla en los años venideros.

- El sismo está asociado a una gran ruptura en la región sur de la Zona de Subducción de las Antillas menores, a un rango de profundidad de 60 a 100 km. (Grases, 1990; Shepherd et al. 1992; Lugo, 1994; Audemard, 2002)
- El sismo es de carácter interplacar y el epicentro se ubicó en el escudo guyanés (Ramírez, 1975; CERESIS, 1985)

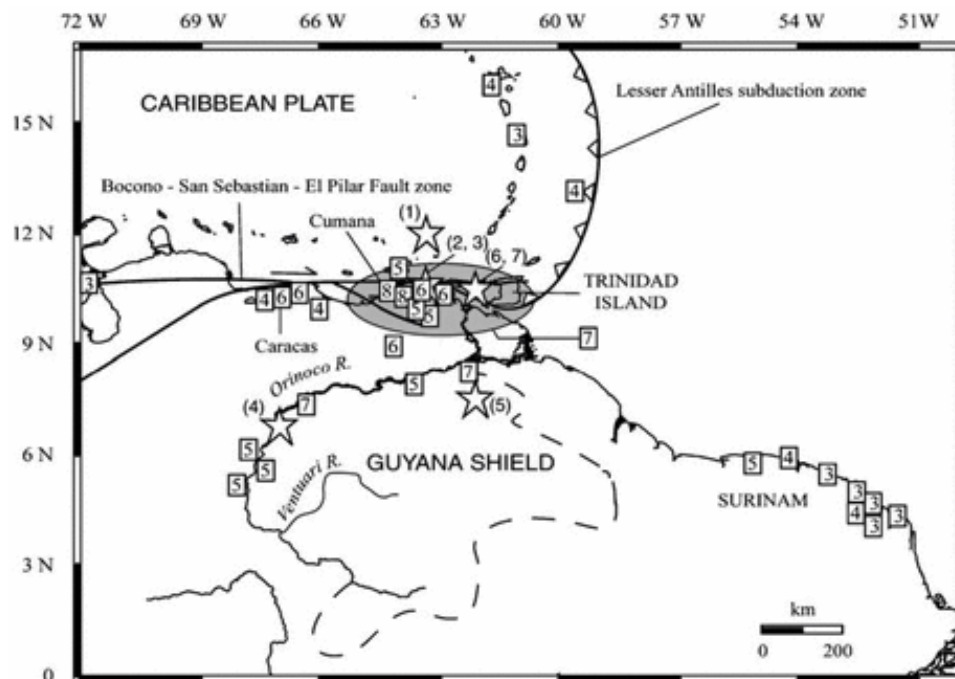


Figura 1-3: Distribución geográfica de las intensidades concernientes al sismo del 21 de Octubre de 1766 (Magnitud de Momento) recopiladas por el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS). Al menos de que se indique lo contrario, los valores de intensidad reportados para el área sombreada en gris corresponden a 7 MM. Las estrellas blancas representan los epicentros propuestos por las tres hipótesis.

Fuente: A. Mocquet (2007)

En Caracas el sismo se percibió con una intensidad de 6 MM (ver Figura 1-3). Como resultado de las sacudidas, se deterioraron las iglesias de San Lázaro, San Pablo, la Catedral, San Francisco, Altagracia, La Candelaria, Santa Rosa, La Pastora y La Trinidad. La iglesia de Las Mercedes registró un colapso total. El evento ocurrió a las 5 de la madrugada, hora en la cual aún no acudían los feligreses a los templos de oración, siendo este un motivo por el cual no se registraron víctimas mortales en la capital.

Terremoto de 1812

Este evento ha sido considerado como el terremoto más destructor en la historia de Venezuela. Además de los argumentos sismogénicos del evento, a éste se le considera como una de las causas de la caída de la Primera República por haber ocurrido en plena guerra independentista.

Ocasionó grandes estragos en Caracas, La Guaira, Maiquetía y fuera de la región central, en San Felipe, Barquisimeto, El Tocuyo, Mérida y poblaciones vecinas. Las estructuras afectadas por este sismo fueron en su mayoría templos e Iglesias, los cuales por ser jueves santo albergaban multitudes, incluyendo tropas patriotas, quienes luego de los derrumben quedaron enterrados bajo los escombros. Se calcula que el número de fallecidos supera los diez mil únicamente en Caracas, sumándosele un aproximado de cuatro mil personas desaparecidas en La Guaira, con una destrucción severa de la ciudad, y no más de ochocientos fallecidos en Mérida (Rivera y Torres 1998).

Debido a la gran tragedia registrada a nivel nacional, muchos autores catalogaron y describieron este sismo de maneras particulares. Entre las distintas versiones sobre los datos técnicos del terremoto de 1812, las siguientes versiones basadas en diversos estudios son las que tienen mayor recepción:

- Según Cluff y Hansen (1969) el terremoto habría tenido un solo epicentro, el cual se ubicó cercano a la ciudad de Mérida y le asignan una intensidad de 8 grados en la escala

de Richter, siendo el mayor en la historia del país. Se propone que la ruptura superficial de la falla de Boconó se ocasionó en un tramo de 350 km, alcanzando el sector submarino de la misma, motivo por el cual se ocasionó tanto daño en Caracas.

- Según Fiedler (1968), fueron 3 movimientos simultáneos los ocurridos ese día, adicionándosele al de Caracas uno en la Cordillera Andina (Lara, Mérida, Táchira), con foco sísmico en la misma cordillera; y el otro en el trozo de la Serranía de la Costa con foco sísmico en el Mar de Las Antillas.
- El mayor consenso parece existir entre Altez (2006) y Hernández (2009), quienes en base a ajustes de las rupturas sísmicas vs intensidades, consideran que se trató de un evento doble y asignan el terremoto que destruyó Caracas a la falla de San Sebastián, con un valor de M entre 7.1 y 7.5. Bajo esta concepción es lícito hablar de dos terremotos; el de Caracas de 1812, y el de Mérida de 1812 como dos eventos separados, no necesariamente independientes. Al evento de Mérida se le atribuye valores de intensidad entre 6.9-7.1 (Grases&Rodríguez 2001).

Tabla 1-2: Relación de Daños del terremoto de 1812 Vs Fuente documental. Fuente: Altez (2006)

Relación de Daños	Fuente
9/10 partes de la ciudad destruida	Luis Delpeche (1813)
3000 casas destruidas	Larraín (1813)
Casi todas las iglesias y 2/3 de las casas	Urquinaona (1813)
50% de la ciudad arruinada	Méndez (1816)
1/3 de los edificios destruidos	Cabildo Metropolitano (1816)
7 iglesias y 1/3 de las casas del todo arruinadas	Linares (1816)
1/3 de los edificios caídos	Coll y Prat (1818)
50% de las casas caídas	Díaz (1829)
8/10 partes de la ciudad destruidas	Ibarra (1862)

Como se puede observar en la tabla anterior, la disparidad de criterios es grande y no existe una sistematización en observación y cálculo. Las cifras anteriores son el resultado de una mirada que pretende causar una impresión, mas no construir un dato (Altez, 2006).

Terremoto de 1900 (Terremoto de San Narciso)

El 29 de Octubre de 1900 (día de San Narciso) a las 4:42 de la madrugada ocurrió uno de los terremotos más importantes de la historia venezolana. Este fortísimo evento, cuya magnitud ha sido estimada preliminarmente en 7.6 (Fiedler, 1988: 2006) estremeció el centro norte costero del país, afectando sensiblemente a las poblaciones ubicadas en la región que actualmente ocupa el Área Metropolitana de Caracas, en el litoral de Barlovento y en los estados Vargas, Aragua y Anzoátegui. Cabe destacar que el sismo no solo sacudió la región, sino que también provocó un tsunami que inundó las áreas bajas de la costa de Barlovento (Causando daños al ferrocarril El Guapo – Carenero), esta circunstancia convierte al evento de 1900 en uno de los pocos sismos venezolanos con olas tsunamis asociadas. Este terremoto fue el primero de los ocurridos en Venezuela que fue registrado por sismógrafos mundiales y se asoció su ocurrencia al sistema de fallas de San Sebastián y La Tortuga, ocurriendo el epicentro frente a Cabo Codera.

De acuerdo a las averiguaciones preliminares 70 casas cayeron completamente, 428 se arruinaron y varios cientos perdieron las cornisas de los techos. De las numerosas iglesias solamente la de Las Mercedes ha sufrido menos; todas las demás muestran graves daños y fueron cerradas. La torre de la Santa Capilla se derrumbó; la torre de Altagracia que ya había sido averiada en 1812, pero había quedado en pie se partió de arriba hacia abajo; las dos torres del panteón sufrieron mucho y estaban a punto de caerse; la mayoría de los edificios públicos como los del Ministerio del Interior, de obras públicas, de Finanzas, de Dirección de correos, el Ayuntamiento, así como todos los cuarteles sin inhabitables. Los grandes hoteles de uno o dos pisos están totalmente abandonados... Aparte de Caracas sufrieron mayores daños los pueblos de Río Chico, Higuero, Guatire, Guarenas y el balneario de Macuto, así como los pueblos en el intermedio y la mayoría de las veces están en escombros o ruinas. Allí perecieron cerca de 100 personas; además muchas resultaron gravemente heridas. (Testimonio de Hermann Ahrensburg, jefe del Gran Ferrocarril de Venezuela y testigo presencial del sismo, 1901)

Terremoto de 1967.

Boletín Técnico

En la noche del 29 de julio de 1967, aproximadamente a las 8:00 pm, la ciudad de Caracas fue sacudida por un sismo de magnitud 6.6 en la escala de Richter con epicentro {10.68° N; 67.40° O} a unos 49 km de la ciudad y una profundidad focal de 26 ± 1 km. ISC (2007), Suárez & Nábělek (1990). Las intensidades máximas estuvieron concentradas en el sector de Los Palos Grandes, Altamira y La Florida, así como en el sector de Caraballeda en el Litoral Central, actual estado Vargas.

El único registro obtenido de este evento fue el de un sismoscopio construido por el Dr. Günther Fiedler años antes de 1967, el cual experimentalmente determinó el período fundamental del sistema, que resultó ser igual a 0.7 segundos y su amortiguamiento referido al crítico, alcanzó 2.9%. A pesar de que no existían registros, los expertos pudieron estimar que las aceleraciones máximas probables de la superficie del terreno en la zona este de Caracas debieron ser del orden de 0.13g (Maglione, 2010).

Aportes posteriores

La evolución normativa de Venezuela, en ámbitos generales, se ha visto impulsada como respuesta a las desgracias. Anterior a 1967, la norma de 1947 fue sustituida por la de 1955 debido al sismo ocurrido en El Tocuyo en 1950. El de Caracas el 29 de julio diecisiete años después no fue la excepción, y fue en virtud de éste que la norma de 1955 fue sustituida por una “Norma Provisional de 1967” y posteriormente, en 1982 se concretó una nueva norma vigente llamada “Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756”.

Tabla 1-3: Actualización de la Norma “Edificaciones Antisísmicas”. Fuente: Propia

MOP 1955	COVENIN 1756
Especifican un mapa de zonificación sísmica imponiendo un coeficiente sísmico máximo en Táchira, Lara y Sucre.	Se desarrolla un mapa de zonificación con criterios probabilísticos.
Distribución variable de la fuerza sísmica en elevación	Se atiende a las propiedades dinámicas de las edificaciones.
Mención de los efectos torsionales en planta y los del sismo vertical en voladizo	Los métodos de análisis sísmico se diferencian y desglosan.
No diferencia los tipos de estructuración.	Se precisan los tipos de estructuración y se atiende a diversas clases de detallado sismorresistente, configurando los llamados Niveles de Diseño, apoyados en el Capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1753 de Diseño en Concreto Armado.
No exige distribución horizontal de fuerzas.	El comportamiento inelástico de las estructuras es tomado en cuenta en todas las instancias.
No limita los desplazamientos	Se controlan los desplazamientos relativos de entrepiso.
No requiere detallado sismorresistente particular.	Se exige un detallado especial de los nodos de las vigas y columnas de concreto armado.
	Se establecen espectros de diseño según tres perfiles de suelo: firme, intermedio y blando Se establecen dos tipos de suelos (roca y aluvión), tres tipos de estructuras (de pórticos, de muros y pendulares) y tres usos de la edificación (públicos, privados y aislados), en función de los cuales se especifica el coeficiente sísmico basal.

Consecuencias humanas y estructurales

Según el “Seismological Notes” (Junio 1968), el número de víctimas fue de 240, hubo 1.536 heridos y las pérdidas fueron de 50 millones de dólares. Según FUNVISIS² hubo 274 muertos, 2.000 heridos y las pérdidas alcanzaron los 100 millones de dólares.

Dentro de las edificaciones afectadas se presentaron diversos tipos de daño, arrojando un total aproximado de al menos 651 edificaciones dañadas (Arcia et al. 1978) dentro de las cuales se incluyen cuatro completamente colapsadas con aproximadamente 200 muertes como consecuencia directa.

Los edificios colapsados (San José -10 pisos-, Palace Corvin -11 pisos-, Neverí -12 pisos- y Mijagual -11-pisos) se encontraban dentro del área correspondiente a Los Palos Grande y Altamira y se asocia su colapso total, entre otras cosas, a la respuesta sísmica de los depósitos sedimentarios de la zona, la cual según Scmitz et. al. (2002) no sólo depende del espesor de los sedimentos sino también del relieve del subsuelo.

Los sedimentos, según el Estudio Cortical de Caracas (ECCAR) Scmitz et. al. (2002), alcanzan una profundidad máxima de 360m específicamente en la zona de Los Palos Grandes y la forma de la cuenca en su parte más profunda está más acentuado en el sentido norte-sur. Esto se ve involucrado en la amplificación y frecuencia de las ondas sísmicas, por lo que se le atribuyen como causa fundamental de los daños tan severos en esta área de Caracas.

² Fundación venezolana de investigaciones sismológicas. Fue creada el 27 de Julio de 1972.

Los daños en viviendas de mampostería confinada se pueden discretizar, tomando en cuenta la zona del Litoral (Sanabria et al., 1968), de la siguiente manera:

- Daños menores (Presencia de fisuras y grietas en paredes): 29 casas
- Daños estructurales moderados (Daños o roturas en elementos estructurales ubicados en una zona específica o involucrando pocos elementos en relación al total): 18 casas.
- Daños estructurales de difícil reparación (daño estructural extenso en distribución espacial o número): 5 casas.

Efectos sobre la naturaleza

- Grandes derrumbes: quebrada San Julián, Caraballeda, autopista al litoral central, vía Antímano-Caricuao. (Singer et al., 1983)
- Deslizamientos: Quebrada de Tacagua, San José del Ávila, Altavista, en la Autopista al Litoral (con varias víctimas por un derrumbe que aplastó una camioneta); y en las cabeceras de la Quebrada San Julián del Litoral Central (Singer et al., 1983). Incluso se ha planteado seriamente la hipótesis de que el macrodeslizamiento que terminó destruyendo el Viaducto N° 1 de la Autopista al Litoral, el cual es la continuación de un movimiento más antiguo, haya sido reactivado por el terremoto de 1967 (Salcedo, 2006). Pero aunque los casos más graves ocurrieron al norte, también hubo deslizamientos al sur; por ejemplo: en el barrio El Calvario de El Hatillo que destruyó 12 viviendas (“ranchos”); en el km 11 de la carretera Panamericana (entrada del IVIC), que aisló las urbanizaciones Carrizal, La Rosaleda y Los Castores (Singer et al., 1983). Además, se reportaron deslizamientos en la carretera vieja de Guarenas y a lo largo de la carretera hacia El Junquito y La Colonia Tovar (Grases et al., 1999)

CAPÍTULO 2

Factores Socio-Económicos

Como un fenómeno demográfico que está presente en Venezuela, desde la segunda mitad del siglo XXI y sigue vigente todavía después de la primera década del siglo XXI, las grandes urbes del país se caracterizan por el hecho de que en los últimos sesenta años, se ha construido en sus alrededores lo que se denomina, entre otros términos como zonas de pobreza, cinturón de marginalidad ó paisaje de borde, según el enfoque socio-político y económico que se aplique cuando se estudia esa realidad. Esos asentamientos urbanos, de crecimiento incontrolado y sin planificación, poseen un elemento común fundamental, el cual está determinado por el proceso de auto-construcción de las viviendas en zonas geográficas no aptas para tal propósito, porque son calificadas como áreas de riesgo debido a sus características geográficas y geológicas.

La transformación socio-demográfica de Venezuela, descrita a partir de los años cincuenta del siglo XX, está muy vinculada al denominado Boom petrolero que acaeció en esa época. En busca de mejores oportunidades de empleo, ocurre la generación de una ola de migraciones y las zonas rurales fueron abandonadas por la población campesina, iniciándose así el proceso que condujo a una alta concentración de la población en las ciudades más importantes de la nación. Ese crecimiento no controlado y establecido a una velocidad que superó cualquier posible programa de planificación urbana, determinó la formación de los denominados “Barrios Populares” cuya esencia se mantiene hasta el día de hoy y constituyen las denominadas zonas de pobreza y marginalidad que están presentes en ciudades como Caracas.

Datos demográficos del Área Metropolitana de Caracas

Según el artículo N° 2 de la Ley Especial del Régimen Municipal, el Área Metropolitana de Caracas se encuentra dividida en cinco municipios, los cuales de acuerdo al Censo Nacional realizado en el año 2011 por el Instituto Nacional de Estadística cuentan con la siguiente cantidad de habitantes:

Tabla 2-1: Distribución demográfica del Área Metropolitana de Caracas.

Municipio	Número de habitantes
Baruta	240.755
Chacao	61.213
El Hatillo	58.156
Libertador	1.943.901
Sucre	600.351
Total	2.904.376

El Departamento de Riesgo de la Alcaldía de Caracas, afirmó en el año 2008 que el 54% de la población del Área Metropolitana vive en Barrios, lo que se traduce a 1.568.364 de personas que hacen vida en casas autoconstruidas.

Falta de recursos económicos.

Los llamados barrios en Venezuela han estado presentes desde hace varias décadas y desde sus inicios se han relacionado directamente con la falta de empleo y de recursos económicos suficientes que permitan la adquisición de viviendas en sectores urbanizados de manera adecuada, lo que lleva a las personas a optar por la autoconstrucción de su vivienda en terrenos que en la mayoría de los casos se encuentran abandonados y en ocasiones forman parte de reservas forestales, acudiendo así a las denominadas invasiones.

A principios del año 2015, la Universidad Católica Andrés Bello junto a la UCV y USB revelaron los resultados de una encuesta social realizada en el 2014 por estas instituciones a la cual denominaron “Encuesta Nacional de Condiciones de Vida” en la que se resalta que los hogares en condición de pobreza por ingreso llegaron al 48,4%, superando en gran medida los registros del INE para el segundo trimestre del 2013, los cuales arrojaron un valor del 27,3%.

Este aumento en el índice de pobreza nacional incrementa a su vez tanto la construcción de nuevas viviendas informales en invasiones de terrenos o en zonas ya habitadas de manera inadecuada, como la falta de posibilidades de adquirir una vivienda en áreas urbanizadas y proyectadas de una manera correcta.

Falta de planes de contingencia durante desastres.

El concepto de barrio, haciendo énfasis en el área metropolitana de Caracas, se caracteriza por la presencia de una cantidad considerable de viviendas por unidad de área, esto atribuido a la alta demanda de hogares que obliga a las personas a aprovechar los espacios al máximo sin tomar en cuenta la necesidad de áreas comunes o espacios libres que permiten, entre otras cosas, una fácil evacuación y cómodo acceso a las zonas por parte de los organismos de rescate en cualquier emergencia que se presente.



Figura 2-1: Mapa del Barrio de Petare en Caracas. Fuente: VRANES, K. CZUCHLEWSKI, K. (2003). Integrating Complexity of Social Systems in Natural Hazards Planning: An Example from Caracas, Venezuela. Columbia University.

La falta de difusión de información en las zonas informales es la primera razón por la que no se le brinda la importancia necesaria a los temas de prevención y contingencia. A pesar de que algunos organismos municipales realizan eventualmente simulacros de desalojo en caso de desastres sísmológicos en unidades educativas, no consideran la necesidad de incrementar la cantidad de talleres de protección ante sismos en las comunidades y viviendas de las zonas en estudio y asumen el conocimiento público de las medidas a tomar, recomendando la creación individual de estos planes en los hogares sin tomar en cuenta las condiciones familiares, estructurales y urbanísticas de cada vivienda. Es por esto que el conocimiento del tema cada vez se presenta menos entre los habitantes de los barrios, quienes concentran sus ambiciones en tener una vivienda a toda costa dejando en ocasiones la seguridad en un último plano.

Según el informe sobre la situación ambiental de Venezuela en el año 2012, realizado por la organización Vitalis, se evidencian los principales alcances y dificultades de la gestión ambiental en el país, entre ellas los problemas urbanos. Falta de preparación y conocimiento de las acciones a emprender por parte de la ciudadanía en torno a fenómenos naturales como movimientos telúricos, inundaciones, deslaves y otros, son parte de las deficiencias que expone la organización como presentes en el país.

Cambio del uso previsto en la edificación original.

Aunque la mayoría de las viviendas informales son construidas con un propósito meramente residencial, no se descarta la presencia de viviendas con locales comerciales ubicados generalmente en la planta baja de la edificación, o incluso depósitos en plantas altas. Estos cambios suelen realizarse un tiempo después de construirse la vivienda y se le atribuye principalmente a las necesidades económicas de los propietarios de la misma. Lo cierto es que estas remodelaciones y reacondicionamientos de los espacios traen consigo cambios perjudiciales en la estructura por no estar previstas ni consideradas al construirse.



Figura 2-2: Taller mecánico en planta baja de vivienda en Barrio Brisas del Ávila. Fuente: El Universal.
Foto: Alcázares, Venancio.

En el año 2002, la Comisión Venezolana de Normas Industriales junto al Ministerio del Desarrollo Urbano creó un Norma Venezolana Provisional COVENIN-MINDUR 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”. En el capítulo C-3 se rigen las siguientes especificaciones referentes a cambios de uso o modificaciones en las estructuras:

“Cuando por cambios de uso, de modificaciones en las acciones o en el comportamiento estructural de una edificación existente se requiera de un proyecto estructural, éste garantizará que tanto la zona modificada como la estructura en conjunto cumplen el artículo 3.1³. En relación con las acciones sísmicas, la estructura modificada deberá poseer una resistencia igual o mayor a la exigida a las construcciones nuevas. El proyecto deberá incluir los apuntalamientos, rigidizadores, y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de las modificaciones.”

El requerimiento de una “vivienda productiva”, para mejorar de alguna manera el descenso del nivel económico en la familia, ha aumentado a gran escala en los últimos años al ir de la mano de soluciones estructurales rápidas como la eliminación o incorporación de paredes y plantas en las viviendas.

Esa solución rápida que se le suele dar a las necesidades económicas en la mayoría de los casos no es la más idónea por carecer de instrucción constructiva y conocimientos suficientes que permitan mantener unas características estructurales aceptables en la vivienda a pesar de haber realizado remodelaciones considerables.

³ Artículo 3.1: Toda edificación y cada una de sus partes deberán tener la resistencia, la rigidez y la estabilidad necesarias para comportarse satisfactoriamente y con seguridad para los estados límites que puedan presentarse durante su vida útil. En consecuencia, el proyecto arquitectónico deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar a la edificación, con particular atención a las acciones sísmicas. Adicionalmente se tendrá especial cuidado en el arriostramiento de las edificaciones lineales.

CAPÍTULO 3

Factores Geológicos

Inestabilidad de taludes

Los taludes pueden definirse como cualquier superficie inclinada que adoptan permanentemente las masas de tierra con respecto a la horizontal. Estos se pueden diferenciar en laderas, cuando se producen de forma natural sin intervención del hombre, o en taludes artificiales o cortes cuando son realizados por el hombre. (Rico, 2005).

La estabilidad de estas concentraciones de tierra va a depender directamente de la inclinación que presenten y de la calidad de su composición, pudiendo atribuirse los cambios o alteraciones de su estado tanto a efectos de la naturaleza como a intervenciones, accidentales o intencionales, por parte del hombre. La falla en los taludes o laderas puede ocasionar daños irreversibles en estructuras, costos altos para la recuperación y relleno de las áreas y hasta la pérdida de vidas cuando ocurren de manera abrupta e incontrolada en zonas habitadas.



Figura 3-1: Deslizamiento de talud en la Avenida Guzmán Blanco de la Cota 905, Caracas ocurrido el 27 de noviembre del 2008. Fuente: El Universal. Alcázares, Venancio.

En aras de prever daños considerables y lamentables, FUNVISIS realizó en el año 2009 un estudio en el Área Metropolitana de Caracas para evaluar la susceptibilidad de esta zona a deslizamientos producto de eventos hidrometeorológicos y sísmicos⁴. En dicho estudio se lograron discretizar los efectos sobre el suelo consecuencia de la intervención humana, arrojando que las mayores saturaciones en el suelo vienen relacionadas a una intervención desordenada, la cual se observa principalmente en zonas de barrios, donde el proceso de urbanismo se realiza de manera desordenada y generalmente existe un mal manejo de las aguas superficiales y subterráneas. A continuación se señalan los porcentajes de laderas susceptibles a deslizamientos en el Área Metropolitana de Caracas.

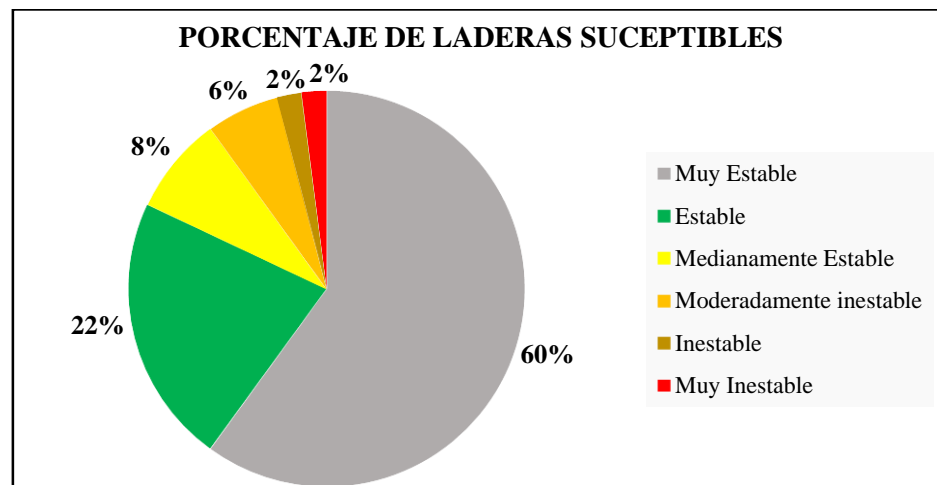


Figura 3-2: Gráfico de la Relación porcentual de las laderas en base a su nivel de susceptibilidad.

Fuente: FUNVISIS,2009.

Entre las zonas intervenidas que corresponden a niveles altos y muy altos de peligro se encuentran: las colinas de San Agustín Sur, Santa Rosalía Sur, La Parroquia La Vega, Parroquia de Antímamo, Barrio Tacagua, Barrio El Limón, Macarao, Barrio Ojo de Agua y Catia (Parroquia Altagracia).

⁴ Proyecto de Microzonificación sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto, realizado por FUNVISIS en el mes de junio del 2009.

Según la Encuesta Nacional de Condiciones de Vida, aproximadamente 468.295 viviendas tienen piso de tierra. Del total de los hogares consultados 17,2 % están en rellenos inestables y un total de 834.989 viviendas no tienen vías de acceso vehicular, esto dificulta el acceso de organismos de protección a la hora de derrumbes o deslizamientos de laderas, entre otros eventos.

Licuefacción del suelo

El fenómeno de licuefacción se presenta cuando un suelo saturado pierde sustancialmente la fuerza y la rigidez en respuesta a una tensión aplicada haciendo que se comporte como un líquido. Si la presión del agua en los poros es lo suficientemente grande como para llevar a toda la carga, se tiene el efecto de mantener las partículas separadas y de producir una condición que es prácticamente equivalente a la de arenas movedizas (Hazen, 1920).



Figura 3-3: Colapso de ladera en barrio José Félix Ribas de Petare, Caracas ocurrido el 12 de septiembre del 2010. Fuente: El Nacional. Nancy Velasco.

Este efecto puede ser iniciado por carga monotónica o carga cíclica y se observa más frecuentemente en los suelos saturados, sueltos y arenosos por su capacidad de generar valores significativos de presión de agua en los poros ante un cambio de carga haciéndose más propensos a licuar.

La probabilidad de que se genere licuefacción en los suelos sobre los que están construidas las viviendas informales aumenta en la medida en que éstas se encuentren más o menos planificadas urbanísticamente, evidenciándose en la gran mayoría la carencia de sistemas hidráulicos adecuados. “Los derrames de aguas negras, grises y de lluvias, tan característicos de los barrios, hacen que los suelos se saturen y sean débiles ante derrumbes, por ejemplo” (Cilento, 2014)

Interacción suelo-estructura

Muchos métodos se suelen aplicar al momento de determinar el comportamiento de una estructura durante un movimiento específico del suelo, como por ejemplo un sismo, dentro de estos métodos se encuentra la generación de los denominados espectros de respuesta dinámica de una estructura.

Lo cierto es que la capacidad de soporte de cargas y esfuerzos que pueda presentar una estructura va a depender principalmente de las condiciones de apoyo que ésta establezca con el suelo sobre el que se encuentra ya que toda fuerza proveniente del mismo será absorbida e incrementada a medida en que aumente la altura del elemento afectado. Es decir, un edificio de 5 plantas no se comportará de la misma manera que una vivienda de una planta.

La variación de la aceleración en un suelo determinado se verá condicionada en cierta medida a la profundidad de aluvión que presenten los depósitos, por lo que suelen esperarse mayores aceleraciones en terrenos que estén constituidos por mayores espesores de suelo blando y por ende, de acuerdo al tipo de estructura, los daños se reflejarán en mayor escala que para suelos rocosos.

CAPÍTULO 4

Factores Arquitectónicos

Configuración geométrica irregular en la planta y en el alzado de la edificación.

Desde el punto de vista del diseño arquitectónico sismorresistente, las edificaciones se clasifican en dos grupos estructurales: estructuras regulares y estructuras irregulares. Hay tres tipos de factores geométricos en planta que pueden convertir a una estructura en irregular: Discontinuidades en el diafragma, sistemas portantes no paralelos y presencia de entrantes y salientes pronunciados. (Alonso, 2010)

Las discontinuidades en los diafragmas horizontales de las edificaciones ocurren por la presencia de huecos de escaleras, ascensores o por algún patio de ventilación vertical. Como consecuencia se observan diferencias notables de rigidez en alguno o varios de los pisos y por ende, la aparición de fuerzas torsionales no previstas. Según el Building Seismic Safety Council, la irregularidad en planta por discontinuidades en el diafragma ocurre cuando el área del hueco es mayor a la mitad del área de la planta. Este tipo de irregularidad es poco frecuente en viviendas de mampostería confinada en el Área Metropolitana de Caracas, donde no existen ascensores y los huecos destinados a la colocación de escaleras no ocupan tanto espacio puesto que se implementan soluciones como escaleras en forma de caracol o incluso externas a la vivienda.

El segundo tipo de irregularidad en planta ocurre cuando los sistemas estructurales que resisten las fuerzas laterales no son paralelos a los ejes principales (Alonso, 2010). Es común la presencia de viviendas de mampostería confinada en las que por motivos de espacio y forma del terreno donde se asientan, poseen plantas de formas geométricas trapezoidales, en las que una o dos caras no son paralelas a los ejes principales de la estructura, por lo tanto, los métodos de

distribución de fuerzas laterales no son aplicables y por lo tanto se espera la aparición de esfuerzos por torsión adicionales.



Figura 4-1: Viviendas con sistemas portantes no paralelos, Petare. (Fuente: Google Maps).

Cuando en una edificación continua se producen cambios en sus dimensiones en planta, o las mismas son en forma de L, U, T, H, entre otras, se tienden a producir concentraciones de esfuerzos en las zonas de cambio de sección. Estas configuraciones se caracterizan por la respuesta de sus alas, que pueden llegar a ser independientes del comportamiento del edificio en su conjunto (Astorga, 2009). Cabe destacar que la regularidad o irregularidad de las formas geométricas previamente mencionadas dependen del tamaño de los entrantes y salientes (ver Figura 4-2). La mejor opción para contrarrestar este efecto es segmentar las edificaciones en los salientes o entrantes y colocar juntas que permitan a los bloques moverse independientemente durante un sismo sin incurrir en el ya discutido problema del golpeteo.

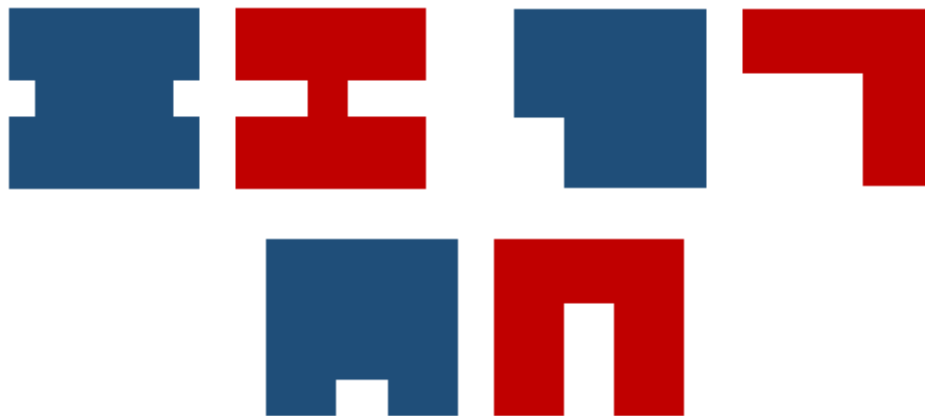


Figura 4-2: Influencia de los entrantes y salientes en la definición de irregularidad en planta. Formas I, L y U (En azul las disposiciones regulares y en rojo las irregulares). (Fuente: José Luis Alonso, 2012).

Las irregularidades geométricas en el alzado de la edificación ocurren cuando se dan cambios bruscos de masa, dimensiones, y por ende, de rigidez a lo largo de su altura. Siempre deben preferirse estructuras simples, simétricas, y que a simple vista no parezcan inestables. Se recomienda además, concentrar los elementos más pesados de la edificación cerca del suelo ya que las aceleraciones de respuesta de una estructura ante un sismo se incrementan con la altura de la misma.

Como consecuencia, las irregularidades verticales aumentan la susceptibilidad al volcamiento e incrementan y redistribuyen los esfuerzos sobre los distintos elementos estructurales. (Astorga, 2009).

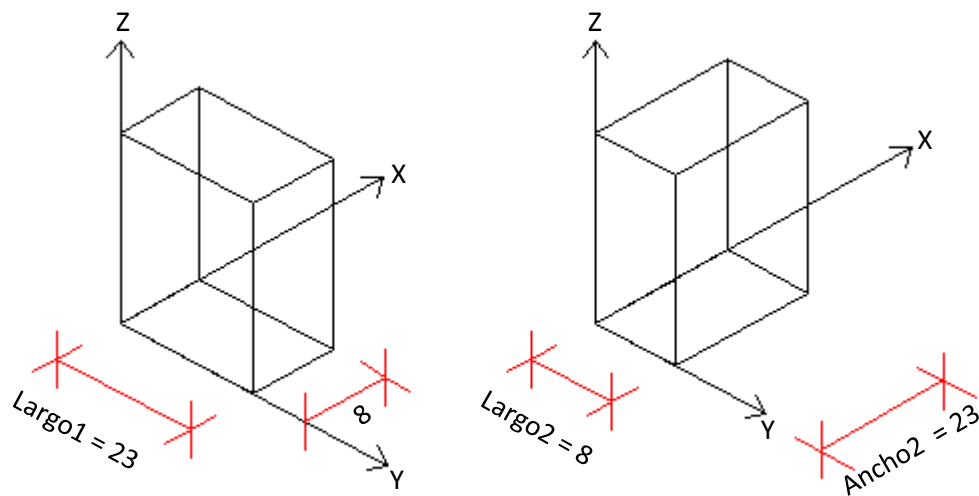


Figura 4-3: Ejemplo de irregularidad geométrica vertical en vivienda de mampostería confinada y modelo de la vivienda en ETABS. (Fuente Propia).

Relación de Esbeltez.

Experiencias recientes indican que una edificación que se considere regular tanto en planta como en elevación puede tener un mejor desempeño con respecto a una irregular, sin embargo, la magnitud de esta disminución de la vulnerabilidad depende de dos relaciones muy importantes: La relación de esbeltez (altura/ancho) y la relación en planta largo/ancho.

La relación de esbeltez de una edificación puede variar ampliamente a medida que la relación largo/ancho, y la altura del mismo varíen. A continuación se muestra un ejemplo propuesto por Alonso (2010) que ilustra cómo puede variar la relación de esbeltez según la dirección en la cual se mida.



Caso	Altura	Ancho	Relación de Esbeltez
1	40	8	5
2	40	23	1,74

Figura 4-4: Ejemplo de Relación de Esbeltez. (Fuente: José Luis Alonso, 2012).

Como no está claro en qué dirección se producirán las aceleraciones del sismo sobre la estructura, es importante que la relación de esbeltez sea lo más parecida posible, independientemente del lado en que se mida. Para que esto sea posible, es necesario que la relación largo/ancho sea lo más cercana a la unidad posible.

Luces, disposición de elementos de confinamiento vertical y dimensiones de muros.

Tabla 4-1: Disposición de machones y luces máximas según varias normas latinoamericanas

País y Normas.	Disposición de Machones.	Luces y dimensiones Máximas de Muro.
Argentina (INPRES- CIRSOC 103) 1991	Se deben colocar machones en: <ul style="list-style-type: none"> - Extremos libres de los muros. - Intersecciones con otros muros. - Distancias intermedias que garanticen las dimensiones máximas estipuladas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Área máxima de muro de 20m². - Dimensión máxima de 5m. - Distancia máxima entre ejes verticales no mayor al doble de la distancia entre apoyos de ejes horizontales.
Chile (NCh2123) 1997	Se deben colocar machones en: <ul style="list-style-type: none"> - Bordes libres de los muros. - Intersecciones entre muros. - Distancias internas que garanticen el área máxima de muro estipulada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Área máxima de muro de 12.5m². - Dimensión horizontal máxima de 6m entre ejes de machones sucesivos.
Colombia (NSR, 1998)	Se deben colocar machones en: <ul style="list-style-type: none"> - Todos los extremos de los muros estructurales. - Intersecciones entre muros. - Distancias intermedias que respeten las luces máximas. 	Los ejes verticales entre machones no deben estar espaciados a más de 35 veces el espesor efectivo de los bloques, 1.5 veces la distancia entre elementos horizontales de confinamiento ó 4m
México (NTCM, 2004)	Se deben colocar machones en: <ul style="list-style-type: none"> - Los extremos de los muros. - Intersecciones entre muros. - Distancias intermedias que respeten las luces máximas. 	Los ejes verticales entre machones no deben estar espaciados a más de 1.5 veces la altura del muro ó 4m.
Perú (Sencico, 2006)	Se deben colocar los machones en distancias que intermedias que respeten las luces máximas.	Los machones no deben espaciarse el doble de las distancias entre elementos horizontales ni 5m

Las antiguas normas del Ministerio de Obras Públicas (MOP) del año 1955, establecían que la distancia máxima entre machones para confinar una pared no debería exceder 20 veces el espesor nominal de la misma. Esto quiere decir, que para el caso de muros con bloques de espesor nominal de 15 centímetros, resulta que el máximo espaciamiento entre machones sería de 3m. En el caso de bloques de espesor nominal de 10 centímetros, el máximo espaciamiento entre machones sería de dos 2 metros. Es común en viviendas de mampostería confinada la presencia de paredes de bloques con elementos verticales confinantes espaciados a distancias mayores a 3 metros. Distancias mayores a 4 metros entre machones podrían perjudicar sensiblemente a la acción de confinamiento y no ayudaría a la modularidad de los edificios. (Castilla, 1994)⁵.

La FONDONORMA 1753:06 exige que la dimensión menor de una columna de concreto armado sea de 30 cm para zonas de alta amenaza sísmica. En el caso de las viviendas de mampostería confinada esto no se cumple, ya que de por sí una de las dimensiones del machón será igual al espesor del muro, y aumentar la otra dimensión considerablemente podría cambiar radicalmente la conducta de las paredes. Todas las normas previamente mencionadas indican que se deben colocar machones en todo cruce entre muros portantes y en las esquinas de la construcción. Toda pared confinada deberá estar rodeada por 4 elementos de concreto armado; de no ser así; se perderá la acción confinante.

Distribución asimétrica de columnas

Este tipo de discontinuidad de la configuración vertical del edificio afecta la respuesta sísmica de los entresijos, generando fuerzas cuya distribución dista mucho de la distribución supuesta en un análisis estático equivalente.

⁵ Enrique Castilla. Ingeniero consultor en Ingeniería Estructural y Sismorresistente con especial interés en: efectos sísmicos sobre estructuras, conducta de materiales bajo acción dinámica, mampostería estructural, códigos de diseño antisísmico.

Se debe evitar la construcción de columnas que no estén alineadas con los pilotes de la edificación, que descansen sobre losas elevadas produciendo altas concentraciones de esfuerzos sobre las mismas, que se traducen en efectos puntuales sobre estos diafragmas horizontales (efecto de punzonamiento)

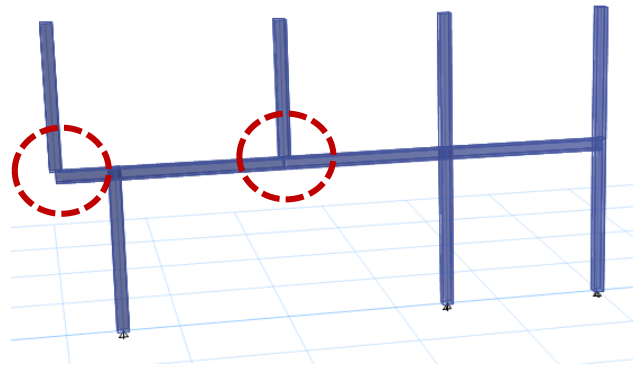


Figura 4-5: Discontinuidades en ejes de machones de un pórtico en ETABS. (Fuente propia).

Disposición de elementos de fachada.

Los paños típicos de las viviendas de mampostería confinada, aparte de estar conformados por el muro de bloque y los elementos confinantes de concreto armado, también poseen aberturas para la colocación de puertas y ventanas.

En el caso de las aberturas para puertas, éstas siempre requieren la colocación de elementos de confinamiento en su perímetro. Por otro lado, las aberturas para ventanas pueden o no requerir elementos de confinamiento a su alrededor, dependiendo de su ubicación dentro del paño de confinamiento y su tamaño (Marinilli, 2013). Cuando las puertas o ventanas no están ubicadas justo debajo de las vigas corona, es necesario la implementación de dinteles⁶ sobre las aberturas.

⁶ Dinteles: son elementos que soportan la parte de muro que gravita justamente sobre la abertura y transmiten ese peso a los laterales. Estos dinteles pueden ser de concreto y contar con las dimensiones y armado similar al de las vigas corona.

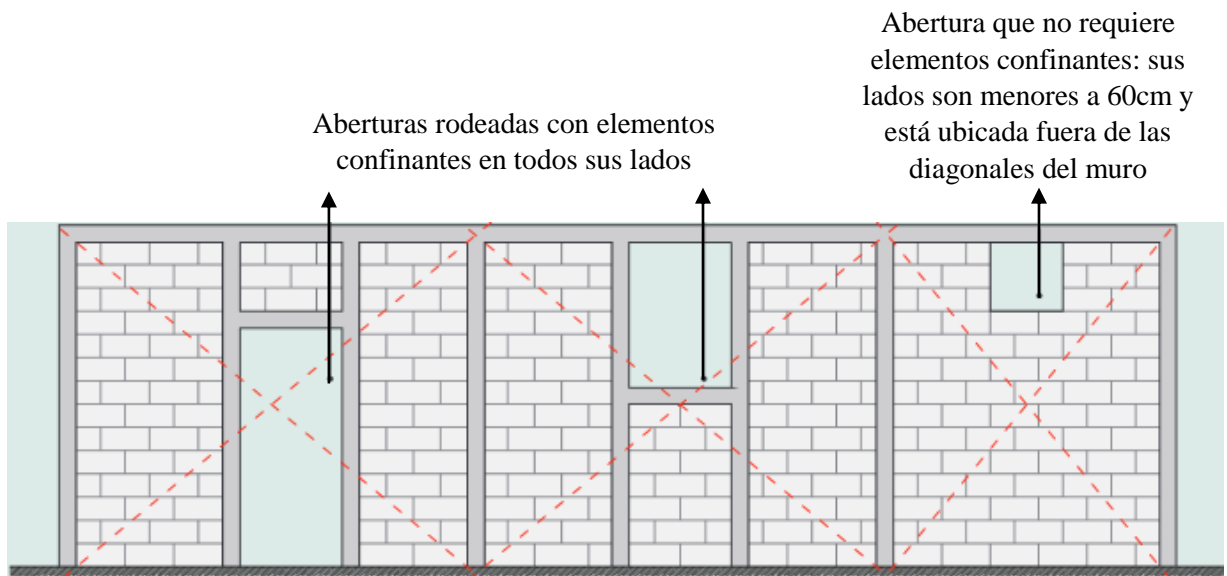


Figura 4-6: Ubicación de aberturas en los muros de mampostería confinada y necesidad de elementos de confinamiento. (Fuente: Angelo Marinilli, 2013. Ilustración realizada por Douglas Muñoz)

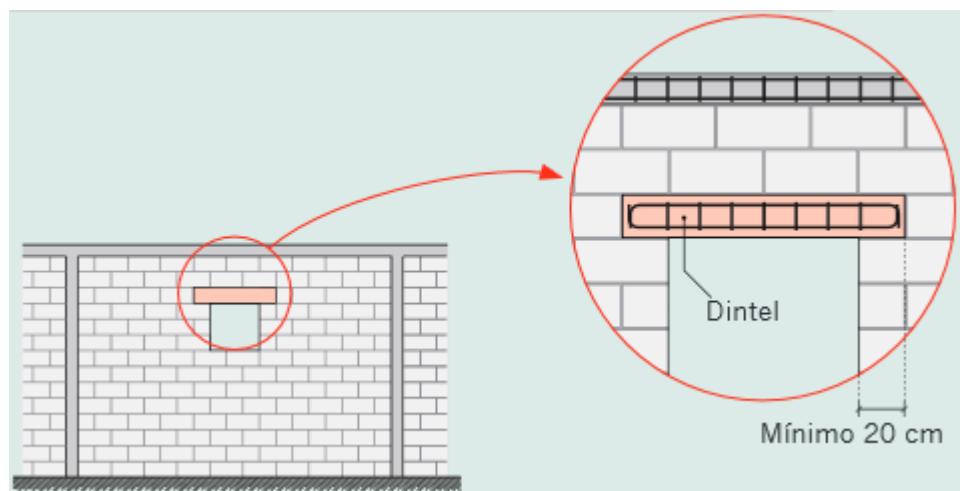


Figura 4-7: Necesidad de dinteles en aberturas por debajo de las vigas corona. (Fuente: Angelo Marinilli, 2013. Ilustración realizada por Douglas Muñoz.)

Por lo general, las viviendas de mampostería confinada en el Área Metropolitana de Caracas cuentan con aberturas para puertas y ventanas que no se encuentran posicionadas justo debajo de las vigas coronas del pórtico, sino más bien cercanas al centro de las diagonales del muro, donde se producen esfuerzos que crean franjas de roturas que parten desde las aristas de las aberturas siguiendo las direcciones de las diagonales. Estos efectos podrían verse minorados con la implementación de dinteles, sin embargo, la construcción de estos elementos no suele ser una práctica usual por parte de los constructores de estas viviendas.



Figura 4-8: Viviendas en Barrio el Winche de Filas de Mariche. (Fuente: Associated Press, 2013).

CAPÍTULO 5

Factores Estructurales

Tipología Estructural

En construcción, la tipología o sistema estructural se refiere al método particular de ensamblaje de elementos estructurales de un edificio, de modo que estos soporten y transmitan las cargas aplicadas de manera segura al suelo sin exceder los esfuerzos permisibles en los miembros. En las viviendas de interés social objeto de estudio, el sistema estructural empleado es aquel conformado por muros portantes (o estructurales) de bloques de arcilla confinados por elementos de concreto armado vaciado en sitio. Cabe destacar que una propiedad característica de estos elementos confinantes consiste en que las dimensiones de sus secciones transversales son iguales a las del espesor de la pared.

Elementos que resisten Cargas Verticales:

- Diafragmas horizontales, que tienen como objetivos principales soportar las cargas verticales que corresponden al uso de la vivienda y transmitir las a los muros portantes de mampostería confinada, así como también compatibilizar las deformaciones laterales producidas por el efecto de los sismos sobre las edificaciones. El sistema de losa de uso convencional para las viviendas de estudio es aquel conformado por bloques de arcilla tipo tabelón insertados en perfiles de acero con sección doble T. Sin embargo, es posible también encontrar viviendas con sistemas de piso conformados por láminas acanaladas de acero y losas nervadas.
- Miembros de entramado vertical, tales como machones, vigas de transferencia y paredes de carga.

Elementos que resisten fuerzas laterales:

- Sistema de muros portantes de bloques de arcilla, confinados mediante elementos esbeltos (machones y vigas corona) que rodean íntimamente a las paredes. Las cargas laterales paralelas a los planos de los muros y el agotamiento producto de las mismas se verá retardado mediante la acción conjunta de los elementos confinantes y la mampostería, al permitirse desplazamientos significativos y de carácter alternante. Cuando la carga lateral actúa en dirección perpendicular al muro de mampostería, el elemento básico de estabilidad será el paño confinante.

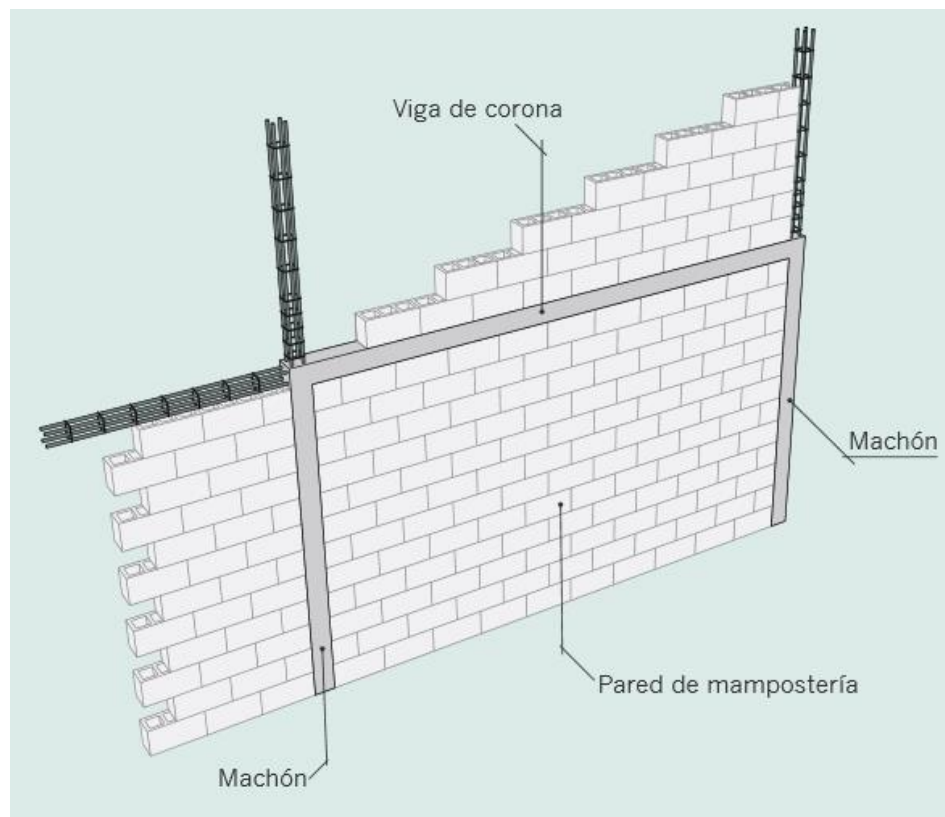


Figura 5-1: Paño típico de muro confinado. (Fuente: Angelo Marinilli, 2013)

Tabla 5-1: Tipos de Materiales usados en los elementos estructurales de las viviendas.

Material	Uso	Especificaciones
Bloques huecos de arcilla cocida.	Muros estructurales confinados.	Se suelen usar bloques de espesor nominal de 10 o 15 cms.
Concreto.	Elementos de confinamiento (vigas corona y machones), fundaciones, losas de piso, losas de entrepiso y losas de techo.	Según el artículo 5.2.1 de la Norma 1753:2006, la resistencia a la compresión del concreto en miembros estructurales pertenecientes al sistema resistente a sismos no debería ser menor a 210 kgf/cm ² Los agregados deben cumplir con los lineamientos establecidos en la Norma COVENIN 277:2000 (Requisitos de los agregados del concreto)
Acero de Refuerzo	Empleado para el refuerzo longitudinal y transversal del paño aporticado confinante, además de las fundaciones, losas de piso, losas de entrepiso y losas de techo.	Cabillas de ½” para el acero longitudinal y cabillas comúnmente conocidas como “tripa de pollo” para los estribos. El acero debe ser tipo W (Acero al carbono con o sin microaleantes soldable a temperatura ambiente), acero de grado 60° con límite elástico fy = 4200 kgf/cm ² y alargamiento a la rotura menor a 12% (FONDONORMA 1753:2006)
<p>Para los diafragmas horizontales:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perfiles de acero doble T y tabelones de arcilla de 6x20x60, 6x20x80, 8x20x60 ó 8x20x80 cms. - Lamina acanalada de acero y losas nervadas. 		

Ductilidad disponible.

Un buen proyecto estructural debe prever que los edificios dispongan de capacidad dúctil, lo que implica que sus miembros estructurales estarán expuestos al daño sísmico, y se espera que los mismos no alcancen niveles de daño que pongan en riesgo la supervivencia de sus usuarios y, en último término, que no colapsen después de un terremoto bajo la acción de las cargas de gravedad. Es más conveniente que una estructura se deforme considerablemente así no se pueda usar, a que ocurra el colapso repentino sin oportunidad de que se desaloje a tiempo.

Por simple inspección se podría considerar a las viviendas de estudio como sistemas aporticados, también llamados edificios de estructura de barras. Conformado por machones y vigas, conectadas entre sí en nodos. Suele considerarse como el tipo de estructura más recomendable para edificios de altura baja y media en zonas de alta sismicidad. Su adecuado comportamiento se debe a la capacidad de disipación de energía a los pórticos gracias a la deformación plástica de sus elementos. Como consecuencia, estos sistemas estructurales alcanzan valores de ductilidad más altos que el resto de tipos estructurales. Como contrapartida, es necesario aplicar disposiciones normativas correspondientes en el detalle del armado de las secciones y aplicar conceptos como el de *viga débil – columna fuerte*, asegurando la formación de roturas plásticas que no generen mecanismos cinemáticamente inestables bajo la acción de fuerzas horizontales propias del sismo. El hecho de que en las viviendas informales de construcción propia no se realice el detallado del armado a partir de las cargas tal como está establecido en las normativas (Criterio y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones) y que por lo general, tanto las dimensiones, como el armado de las vigas y machones suela ser el mismo, implica una disminución de la ductilidad.

Lo cierto es que asumir que las edificaciones son aporticadas tendría sentido únicamente si los miembros pudiesen flexionar y deformarse como tal. Según E. Castilla (1994) al ser sometidos muros de mampostería confinada de bloques huecos de arcilla bien instrumentados contra

severos ciclos de carga lateral alternante y carga axial constante, se consiguen patrones de comportamiento donde las deformadas globales de las paredes son de corte. También se comprueba que no hay separación entre la mampostería y el concreto armado en ninguno de los ensayos (Esto limita los desplazamientos laterales alcanzados por estructuras aporricadas, lo cual reduce considerablemente la ductilidad).

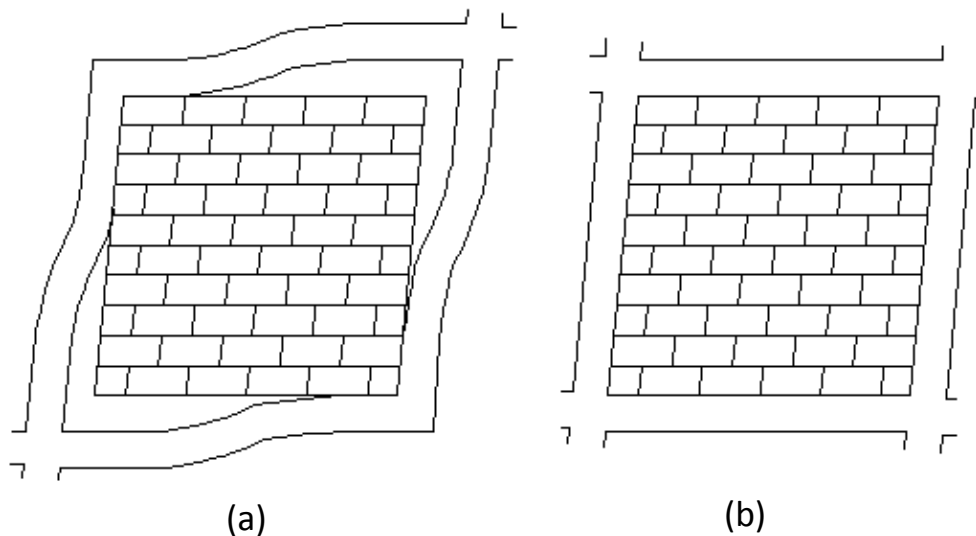


Figura 5-2: a) Comportamiento de la mampostería en elementos porticados. b) Comportamiento de la mampostería confinada. (Fuente: Enrique Castilla, 1994)

Aunque es común utilizar los términos flexible y dúctil como sinónimos, se debe aclarar que si bien se relacionan, no son lo mismo. La flexibilidad está incluida en la ductilidad teniendo ésta un significado más amplio. Flexible se refiere a la capacidad de deformarse sin fallar. Dúctil, además de lo anterior, se refiere a la capacidad de regresar a su estado original después de varios ciclos de carga. Si bien los desplazamientos laterales (derivas) están permitidos en el diseño sismo resistente, los mismos también deben estar controlados en el diseño según las especificaciones normativas. Entre los motivos que pueden provocar excesivas flexibilidades en las viviendas de estudio están: excesivas luces y alturas libres, y poca rigidez de los elementos de soporte.

Columna Corta.

La interacción entre los elementos de mampostería, tales como los muros portantes, y los machones de concreto, provoca concentraciones de fuerza cortante en los extremos libres de las columnas, mismas que tienden a fallar frágilmente por este motivo. El efecto de columna corta se produce cuando las paredes de mampostería no cubren la totalidad de la altura del machón, dejando un espacio libre por lo general para permitir la colocación de ventanas en la parte superior. Esto conduce a que la porción del machón que se encuentra confinado por los muros de mampostería adquiera mayor rigidez en comparación a las demás columnas del mismo piso, que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados por elementos no estructurales, generándose así elevados esfuerzos de corte en la columna corta dando lugar a consecuencias a la hora del sismo (Alonso, 2012). La insuficiente ductilidad que presenta la columna acortada ocasiona que la falla ocurra por tensión diagonal, producida por elevados esfuerzos cortantes y es más frágil respecto a la de las columnas no restringidas parcialmente puesto que su longitud deformable es mucho menor.

El efecto de columna corta se repite con frecuencia en Venezuela y Latinoamérica puesto que es una práctica usual, sobretodo en escuelas y viviendas de interés social.

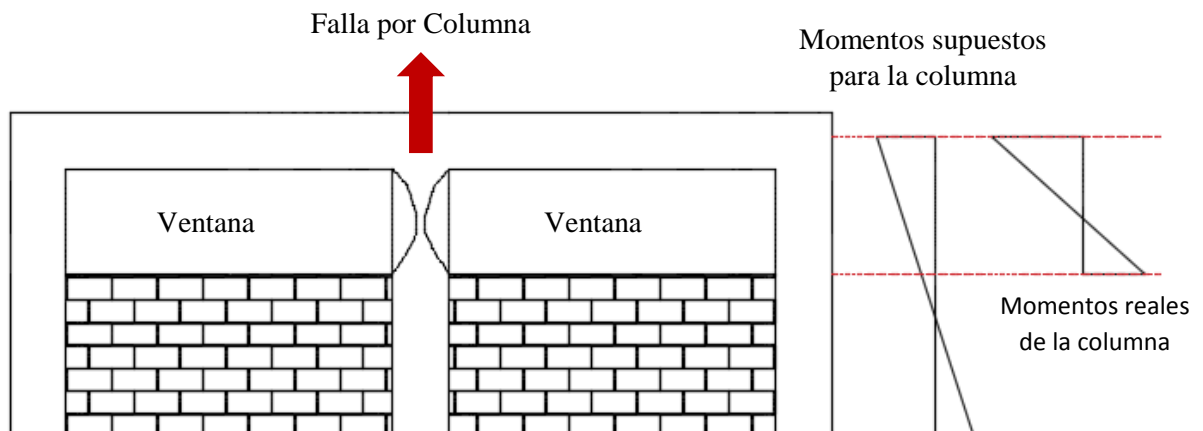


Figura 5-3: Interacción de muros de mampostería con elementos aporricados de concreto armado y fallas por columna corta. (Fuente propia)

Golpeteo entre viviendas colindantes.

Efecto que tiene lugar cuando dos o más estructuras contiguas, sin ninguna junta de separación adecuada, vibran en forma desfasada durante la acción de un sismo. (Alonso, 2012). El daño causado por el golpeteo entre estructuras se ha observado en experiencias pasadas como los Terremotos de México de 1985, de Sequenay (Canadá) en 1988, de El Cairo (1992), Northridge (1994), Kobe (1995) y Turquía (1999). Daño significativo por golpeteo se registró en lugares ubicados a 90 kilómetros del epicentro lo cual indica que un daño mayor podría ocurrir en futuros terremotos si los epicentros son más cercanos. (Astaneh-Asl, 1994).

El golpeteo en estructuras adyacentes podría causar un daño peor si las estructuras poseen distintas características dinámicas, vibrando fuera de fase y con distancias de separación y sistemas de disipación de energía insuficientes para acomodar a los movimientos relativos de los edificios adyacentes.

En el caso de la ciudad de Caracas, las accidentadas zonas en donde se emplazan las viviendas de mampostería confinada son también las más densas, y debido a que los linderos en donde se erigen estas viviendas componen un área de terreno tan pequeña, el objetivo de los constructores es ocupar el máximo espacio de terreno para posteriormente crecer de manera vertical. Esto crea como consecuencia que las viviendas se encuentren separadas por escasos centímetros, con alturas de entresijos distintas, lo cual puede resultar grave puesto que las losas de una estructura pueden golpear las partes intermedias de los machones y muros portantes de la otra. (Raheem, 2006).

La Norma COVENIN 1756:2001 para la construcción de edificaciones sismorresistentes estipula en el artículo 10.3.2 que la separación necesaria entre dos edificaciones vecinas adyacentes se obtiene con la siguiente expresión:

$$Separación = \sqrt{\left(\frac{(Ra+1)}{2} \times \Delta ena\right)^2 + \left(\frac{(Rb+1)}{2} \times \Delta enb\right)^2} \quad (5-1)$$

Donde:

Ra, Rb = Factores de reducción de ambas estructuras, según el tipo de estructura y el nivel de diseño.

$\Delta ena, \Delta enb$ = Máximo desplazamiento elástico del último nivel en la dirección considerada de ambas estructuras, pero no menor que 3,5 cm en los primeros 6 metros más el cuatro por mil (0,4%) de la altura que excedan las mismas.



Figura 5-4: Viviendas colindantes de hasta 5 pisos de altura, con alturas de entrepiso distintas y sin juntas de separación. Barrio La Bombilla de Petare. (Foto: Eneko Etxebarrieta, 2008)

Distribución asimétrica de rigideces y masas.

La excitación sísmica provoca una reacción natural en la construcción que dependerá de su inercia, es decir que, a mayor inercia, tanto mayor será la fuerza sísmica actuante. Las deformaciones provocadas por esta excitación son similares a aquellas provocadas por fuerzas horizontales actuando lateralmente sobre las caras exteriores, por lo cual se puede asimilar el efecto del sismo a fuerzas estáticas equivalentes horizontales (Ver Figura 5-5), las cuales naturalmente tendrán una resultante en planta. Para que dicha resultante equilibre a la resultante de fuerzas externas, deberá estar ubicada sobre su misma recta de acción, y para que ello ocurra el centro de masas deberá coincidir con el centro de rigideces. (Perles, 2007), La no coincidencia de ambos centros implica la existencia de una excentricidad, que podría generar un momento torsor que varía en función de la dirección y del sentido de la carga aplicada. De cualquier modo, el momento torsor viene dado por el producto de la fuerza aplicada por su excentricidad.

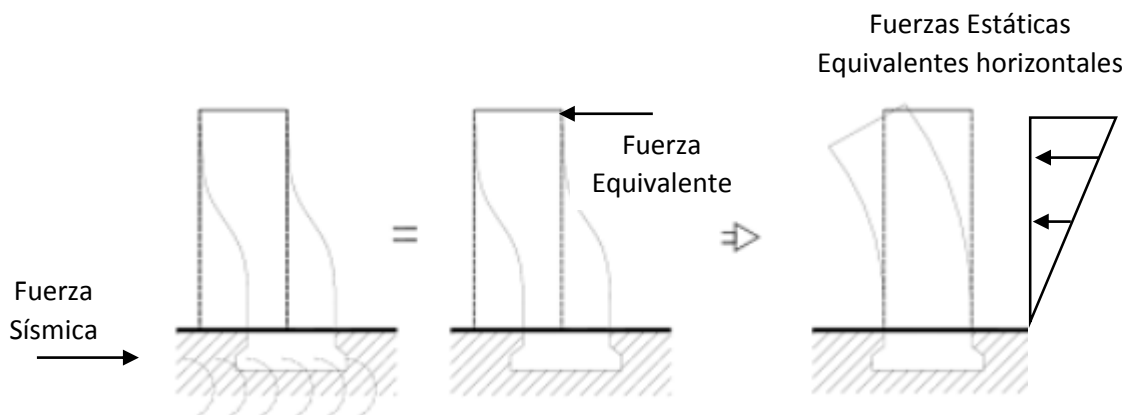


Figura 5-5: Asimilación del efecto de un sismo a una fuerza estática equivalente horizontal.

(Fuente: FUNVISIS, 2009)

-
- Centro de masas: Es el baricentro de las cargas gravitatorias o verticales, y por lo tanto dependerá de la distribución de masas (Perles, 2007). El centro de masas variará a medida que ocurra una distribución asimétrica en planta. En el caso de las viviendas de construcción popular es usual ubicar elementos pesados como lo son los tanques de agua en niveles altos de la estructura y no precisamente en el centro geométrico de la planta (Esto acrecienta el problema, ya que a medida que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se obtiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del tanque, o del equipo que fuere). Es recomendable que los tanques de agua se dispongan en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio, sin embargo, por razones topográficas, de falta de espacio y económicas, la única solución viable en las viviendas de interés social existentes son los tanques elevados. También es común que habitaciones de la vivienda se usen como depósitos, bodegas y espacio de archivadores, lo cual también puede modificar la posición del centro de masas y acrecentar la excentricidad.
 - Centro de rigideces: Es el punto de un nivel o planta en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, solo produce una translación de nivel (Perles, 2007).

Cuando la excentricidad existente entre el centro de masas y el centro de rigidez excede el 10% de la dimensión del edificio en dirección perpendicular a la dirección de la aplicación de la acción sísmica, se considera a la estructura como irregular en planta, y por lo tanto, con más posibilidades de sufrir problemas torsionales a la hora de un evento telúrico.

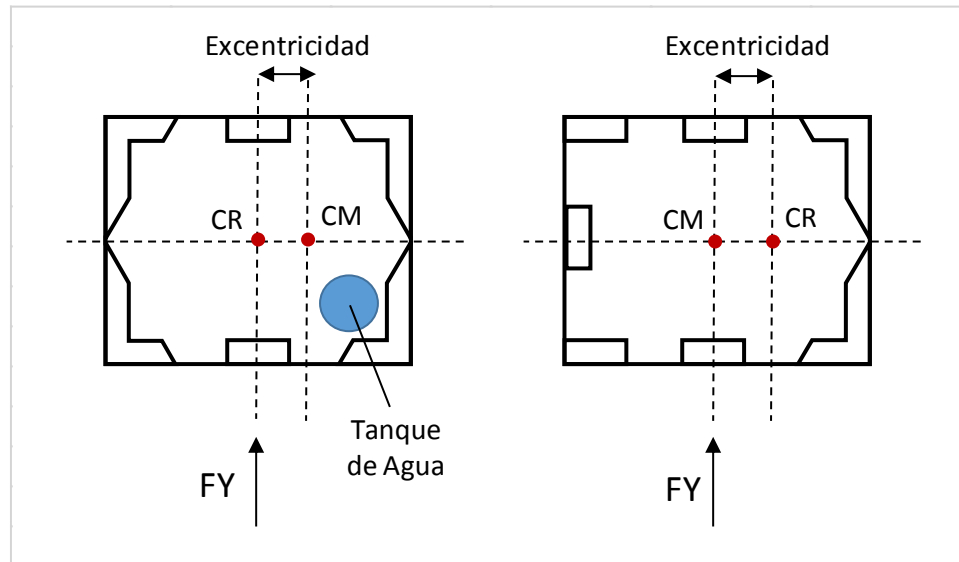


Figura 5-6: Torsión en planta (causada por una distribución descompensada de: masas verticales por la presencia de un tanque de agua en el primer caso, rigidez por la configuración de los elementos portantes en el segundo caso). (Fuente propia)



Figura 5-7: Tanque de agua elevado, dispuesto sobre vivienda de mampostería confinada. Barrio La Bombilla de Petare. (Foto: Eneko Etxebarrieta, 2008).

Pisos blandos.

Los pisos blandos son aquellos que muestran una reducción significativa en la rigidez lateral con respecto a los pisos consecutivos de la estructura. El Programa Nacional de Reducción de Riesgo Sísmico (NEHRP⁷, por sus siglas en inglés) clasifica a un piso como blando cuando:

- Su rigidez es menor al 70% de la rigidez del piso inmediatamente superior.
- Su rigidez es menor al 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos inmediatamente superiores.

El problema surge cuando el piso en cuestión presenta alta flexibilidad por la escasa densidad de muros que impide controlar los desplazamientos laterales impuestos por los terremotos, en tanto que los pisos adyacentes son relativamente más rígidos por contener una mayor cantidad de muros. Aunque la condición de piso blando puede ocurrir en cualquier piso de la estructura, es más crítico cuando se da en el primer piso, puesto que las fuerzas sísmicas son generalmente más grandes en este nivel. Este es el caso de algunas viviendas de mampostería confinada, en donde es común ver plantas bajas con poca cantidad de muros, y con columnas y vigas de sección mayor con respecto a los elementos confinantes en los muros de mampostería.

⁷ NEHRP: United States National Earthquake Hazard Reduction Program. (Programa Nacional de Reducción de Riesgo Sísmico de los Estados Unidos)

Fundaciones.

El proceso de fabricación de las fundaciones para una estructura de mampostería confinada se puede resumir en las siguientes actividades: excavación, colocación del acero de refuerzo de los elementos de la fundación, colocación del refuerzo longitudinal de los machones de concreto reforzado, preparación, vaciado y curado del concreto. La dosificación de concreto es similar a la de los elementos de confinamiento de concreto reforzado. Puesto que las estructuras de mampostería confinada se basan en muros portantes, se deben proveer losas o fundaciones corridas bajo todos los muros, con el espesor suficiente para anclar de manera efectiva los aceros de refuerzo longitudinales de los machones de concreto. Adicionalmente a las zapatas, se pueden usar losas de fundación macizas que son más rígidas y requieren una mayor cantidad de concreto en su fabricación, por consiguiente, son más costosas. (Marinilli, 2013).

Para que una fundación sea capaz de resistir en forma adecuada y económica las cargas transmitidas por la edificación, es preciso contar con información geotécnica relacionada con el tipo de suelo (resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera) de modo que sea posible elegir la alternativa más eficiente que permita transmitir las solicitaciones resultantes de forma segura. Por lo general, la mayoría de los constructores populares no poseen esta información, y asignan dimensiones comunes sin importar lo distintas que puedan ser las solicitaciones dependiendo del sitio donde se emplazará la estructura.

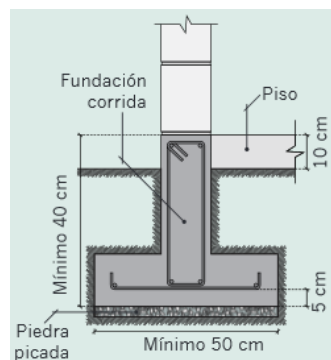


Figura 5-8: Medidas típicas de zapata de fundación (Angelo Marinilli, 2013. Ilustración: Douglas Muñoz)

CAPÍTULO 6

Factores Constructivos

Mala calidad de los materiales

Tanto en el campo de la construcción como en cualquier otro, las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los materiales son requisito fundamental para poder estimar o predecir el comportamiento general de cualquier elemento, en la ingeniería civil estas propiedades están vinculadas al desempeño estructural y a su vez se le atribuyen al nivel de calidad aceptable que presente cada material involucrado en la obra.

Al momento de diseñar o idear la vivienda de estudio, los constructores, quienes comúnmente son los mismos habitantes que tienen algún tipo de experiencia en el campo, se ven limitados por la disponibilidad en el mercado que muy pocas veces es la óptima y tienden a aceptar lo que encuentren más económico y más cerca de la zona arriesgándose a obtener materiales de mediana o baja calidad y en ocasiones, materiales que no habían considerado en el diseño los cuales comprometen significativamente la capacidad del material de soportar las cargas supuestas.

Una prueba de esto es la presencia de fisuras de tamaños considerables en los bloques huecos de arcilla, éstas no pueden ser aceptadas en ninguna pieza pero suelen ser rellenadas con el mortero sin prever que la falla puede incrementar su tamaño al colocar peso sobre ella (un bloque sobre otro) y favorecer a un colapso más rápido. Ver Figura 6-1 y Figura 6-2.



Figura 6-1. Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador. Se evidencia la superposición de bloques fracturados. (Fuente: Propia).



Figura 6-2. Distribución interna de paredes en mampostería de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador. Se evidencia el uso del mortero para rellenar las fracturas o quiebres de los bloques. (Fuente: Propia).

La importancia de una buena calidad de los materiales de construcción se ve reflejada en la discretización de la normativa venezolana, estableciendo una norma específica para cada tipo de material, de las cuales se tomaron los requisitos considerados importantes para las viviendas en estudio.

Para los agregados (COVENIN 277:2000 “Concretos, agregados, requisitos”):

- El agregado fino debe estar constituido por arena de río, de mina o proveniente de piedras trituradas.
- El agregado grueso debe estar constituido por piedra triturada, canto rodado o una combinación de ellos.

Para el agua (COVENIN 2385 “Concreto y mortero, agua de mezclado. Requisitos”):

- Se requiere utilizar agua potable para el mezclado de concreto y morteros.
- El agua de efluentes industriales, redes de alcantarillado y cualquier procedencia dudosa debe ensayarse minuciosamente y compararse con ensayos realizados con agua potable para poder ser aceptada.
- El agua de mar no debe usarse en morteros y concretos que tengan armadura metálica.

Para los bloques huecos de arcilla (COVENIN 2-78 “Bloques de arcilla para paredes”):

- No deberán presentar grietas, sales, granos de carbonato de calcio u otros defectos que puedan influir en su calidad, reducir su consistencia o limitar su uso.
- Cuando se les golpea con un martillo deberán emitir un sonido casi metálico.
- Las superficies deberán ser planas, las aristas y los ángulos deberán ser rectos y podrán estar ligeramente redondeados.
- No deberán presentar ablandamiento apreciable, después de estar sumergidos en agua durante 24 horas.

Mortero

El mortero usado para pegar bloques y ladrillos comunmente se elabora con una parte de cemento, una parte de cal hidratada, la cual se utiliza para retardar el proceso de secado, y cuatro partes de arena lavada, tamizada, añadiendo a la mezcla la cantidad de agua necesaria para su preparación y lograr una trabajabilidad adecuada. Esta mezcla es delicada porque en muchas oportunidades se vierte más agua de la conveniente y se pierde capacidad de adherencia, evidenciándose en desprendimiento o desmenuzamiento de la mezcla luego del secado.

Consideraciones del concreto usado en viviendas informales.

El concreto es un material artificial que se obtiene a partir de una mezcla de arena, grava, piedra triturada, cemento y agua. Esta mezcla se encuentra presente en las viviendas de mampostería confinada en fundaciones, bases de piso, machones, columnas, vigas y placas.

En la mayoría de los casos, el concreto que se utiliza en la construcción de las viviendas de estudio se obtiene mediante procesos de mezclado manual, esto debido a falta de espacio para la colocación de trompos mezcladores o por lo general por motivos económicos. Son muy pocos los constructores que utilizan el trompo mezclador, estos suelen ser quienes tienen un poco más de experiencia constructiva y tienen presente la gran importancia de una buena mezcla. Cabe destacar que este procedimiento no se recomienda puesto que da como resultado un material no uniforme y se obtienen resistencias de hasta un 50% más bajas que con mezclado mecánico

La mezcla manual en sitio no está considerada ni aprobada en ninguna norma venezolana ya que disminuye de una manera considerable la resistencia del concreto por necesitar mayor cantidad de agua para la trabajabilidad y por la cantidad de mezcla que se pierde al hacerse en el suelo.

Con el fin de darle a la mezcla la trabajabilidad necesaria que facilite el mezclado manual, además del factible llenado de moldes o encofrado, las cantidades de aguas utilizadas por la mano de obra suelen ser mayores a las que se emplean en procesos de mezclado mecánico.

Uno de los factores que más influye en la resistencia del concreto es la relación agua/cemento:

- Está comprobado que a medida que la proporción entre el peso del agua y el peso del cemento aumenta, disminuye la resistencia y durabilidad del concreto.
- Más agua significa la segregación del agregado⁸.
- El agua que no sea consumida durante el proceso de hidratación acabará abandonando el concreto, logrando el endurecimiento del mismo y la posterior aparición de poros y agujeros.

La solución ideal que permitiría mantener la relación agua/cemento en límites deseables sería adoptar el uso de plastificantes, sin embargo, no es una solución económica y asumir su implementación en estas obras sería quimérico.

Dentro de las consecuencias directas de la inadecuada dosificación agua/cemento en una mezcla de concreto estructural se encuentra la corrosión. No necesariamente la corrosión puede estar presente en el acero de refuerzo de una estructura de concreto armado, sino también en la propia matriz del concreto el cual por deficiencia en su composición química puede generar un deterioro acelerado de la pasta de cemento presente en la misma.

⁸Segregación del agregado, proceso en el cual las arenas se ubican en las capas superiores y las piedras se asientan en el fondo.

Encofrado deficiente

El término encofrado se utiliza para definir aquellos moldes y dispositivos destinados a propiciar el confinamiento y amoldamiento durante todo el proceso de fraguado del concreto en estado líquido al ser vaciado, para así evitar el escurrimiento del mismo y garantizar los niveles de diseño estructural presentes en la obra.

Según la Norma COVENIN 2244-91 “Encofrados. Requisitos de Seguridad”, estos moldes se clasifican según su función, el material utilizado para realizarlos y el requerimiento, especificando encofrados destinados a estructuras muy grandes como los deslizantes, que tienen la capacidad de desplazarse hacia las áreas por encofrar, y los destinados a estructuras de pequeño y moderado tamaño como los fijos y tipo túnel.

El material utilizado generalmente para encofrar en las obras relativamente pequeñas o medianas incluyendo las viviendas informales, por ser económicamente más factible, tener una mayor accesibilidad y una cómoda manipulación con respecto a los metálicos o los de fibra de vidrio que también se pueden utilizar, es la madera. Al ser el material más accesible, también suele ser el que más errores presenta en el momento del ensamblaje, selección de piezas y en el proceso de desmontaje.

La norma estipula una gran cantidad de requisitos que involucran los procesos de diseño, inspección, montaje y desmontaje del encofrado, de los cuales dependerán las deformaciones posteriores que pueda presentar el concreto.

Es común observar columnas o machones con una sección transversal que no es constante, esto se debe, entre otras cosas, a la separación inadecuada que se le asigna a los refuerzos retenedores del encofrado, comúnmente llamados cepos de madera o corbatas metálicas. Éstos deben colocarse más juntos en la parte inferior de la columna, ya que cuando se vacía el concreto en el encofrado, éste produce una fuerza de empuje que aumenta de arriba hacia abajo y que trata

de separar los tableros del encofrado, logrando a veces deformaciones y escurrimientos que cambian de manera considerable la geometría del elemento.

Las viviendas de mampostería confinada de bloques de arcilla presentan una característica particular con respecto al proceso de encofrado de los machones o columnas y es que se hace uso de los bloques de arcilla como parte del molde, colocando únicamente una tabla de madera por los lados en los que no se encuentren los mismos, esto ocasiona que la mezcla líquida de concreto vaciada entre las tablas y los bloques se escurra por el espacio que queda de la unión entre un bloque y otro, comprometiendo la simetría necesaria en estos elementos estructurales.



Figura 6-3. Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín, Municipio Libertador, Caracas. Se observa el concreto del machón escurrido entre los bloques. (Fuente: Propia).

La etapa de desencofrado es una de las más delicadas ya que cualquier error que se cometa será determinante y en ocasiones muy difícil de reparar. Generalmente los constructores de viviendas informales hacen caso omiso a estos errores buscando rapidez en lugar de calidad, y cuando los reparan lo hacen sin darle la importancia necesaria.

Los aspectos primordiales que deben considerarse en el proceso de desencofrado se encuentran especificados en la Norma Venezolana COVENIN 2244-91 y son los siguientes:

- El desencofrado deberá realizarse con el mayor cuidado para no deteriorar los moldes.
- Se verificará que no se desencofre antes de que el concreto haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar las cargas muertas y las cargas adicionales que puedan presentarse.
- El desencofrado se deberá hacer sin trepitaciones, ni sacudidas violentas ni repetidas.
- Las columnas deberán desencofrarse antes de desencofrar las losas y vigas que sustentan.
- Durante el desencofrado se deberá cerrar el tránsito de personas y sólo se permitirá la presencia de aquellas necesarias para la operación.
- Las losas comenzarán a ser desencofradas por los extremos y luego la zona central.

Tabla 6-1. Tiempos mínimos para desencofrar. COVENIN 2244-91

Clase de cemento	Costados de vigas, columnas y muros	Losas con luz menor o igual a 3m	Losas con luz mayor a 3m, luz menor a 5m, vigas con luz menor o igual a 6m.	Losas con luz mayor a 5m, vigas con luz mayor a 6m.
Cemento Portland	2 días	6 días	12 días	2,5 x Longitud de días

Características del vaciado y curado del concreto.

El proceso de vaciado, según FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”, debe realizarse tomando en cuenta las siguientes precauciones:

- El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar segregación debido a la manipulación repetida o al flujo de la masa.
- El vaciado debe efectuarse a una velocidad adecuada, con la finalidad de que el concreto conserve su estado plástico y fluya fácilmente entre las barras.
- Una vez iniciado el vaciado, este se efectuará en una operación continua hasta que se termine el sector definido por sus límites o juntas prefijadas.

La calidad del concreto también se verá afectada por las condiciones térmicas en las que se encuentre, en ese contexto la humedad y temperatura presentes en las obras de las viviendas en estudio suelen favorecer el proceso de fraguado, por ser mucho mayores al mínimo requerido en la norma antes especificada de 10°C para los días después de ser vaciado el concreto. Aun así, estas condiciones deben controlarse por medio del proceso de curado diario del elemento durante siete días luego de desencofrar ya que permite completar este último de manera satisfactoria, otorgando la cantidad de agua necesaria que se pudo haber evaporado de la mezcla y llevando el concreto a su resistencia máxima. La rapidez con la que necesitan la vivienda y el insuficiente conocimiento de la materia conlleva a los habitantes y constructores populares a no tomar éste proceso con la seriedad e importancia necesaria.

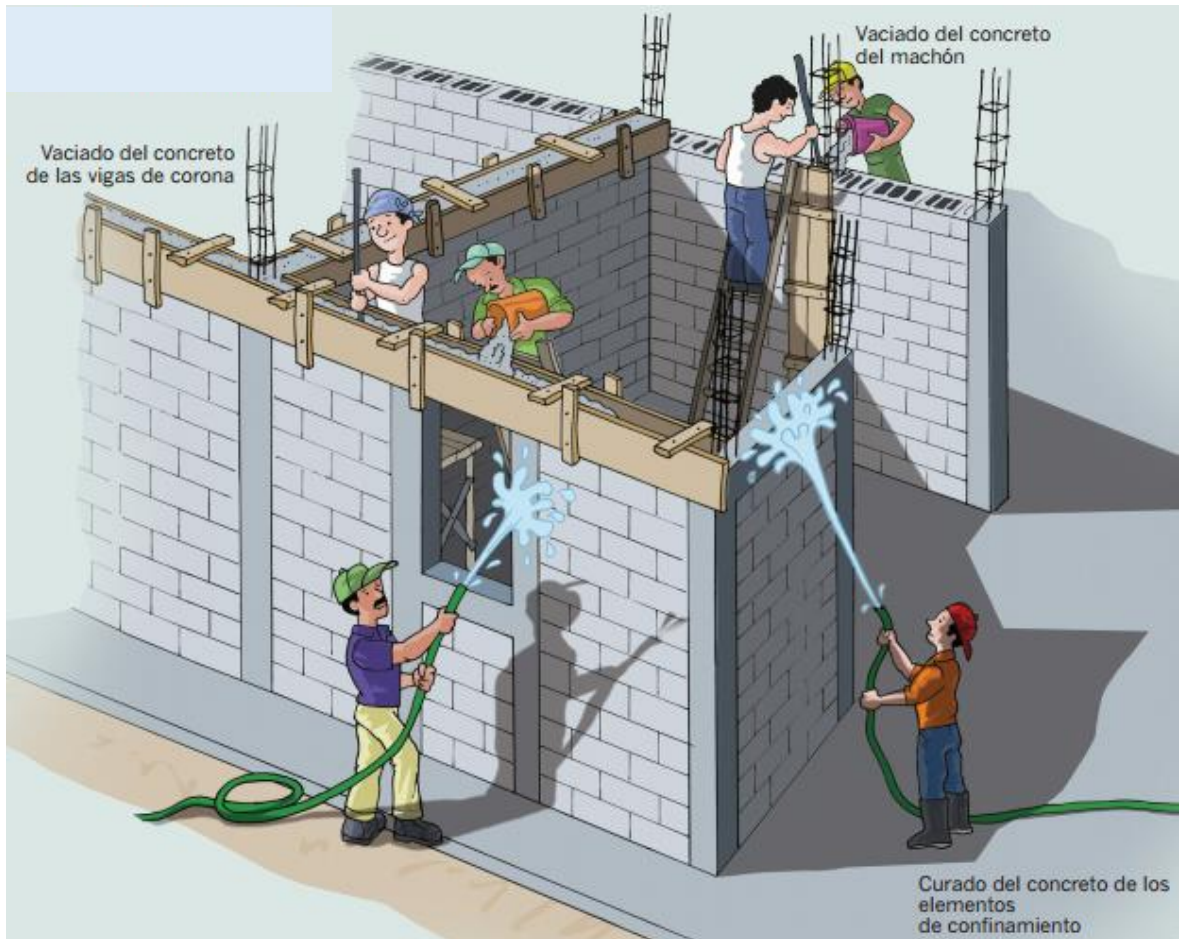


Figura 6-4: Vaciado de los elementos de confinamiento de concreto armado. Fuente: Vivienda de mampostería confinada con elementos de concreto armado. Angelo Marinilli 2013. Ilustración realizada por: Douglas Muñoz

Falta de recubrimiento propiciando la corrosión

Según la normativa Venezolana, toda estructura que tenga presente concreto reforzado con acero debe cumplir con una serie de requisitos obligatorios para garantizar un eficiente comportamiento de los materiales involucrados y así lograr la estabilidad y durabilidad estructural a lo largo del tiempo. Uno de estos requisitos indispensables es el espesor mínimo de recubrimiento con concreto que debe existir entre el acero y el entorno en que se está construyendo, esto con el objeto de evitar, entre muchas otras consecuencias, que el acero se vea afectado por los efectos de la corrosión.

Para que se observe una evidencia de que la corrosión está presente en el acero (color amarillento llamado Hidróxido Ferroso) éste debe haberse oxidado producto de una reacción química ocurrida por el aumento de volumen y debe haber precipitado en presencia de agua y oxígeno, lo cual elimina inmediatamente la adherencia entre los materiales y puede llegar a provocar el desprendimiento del concreto en elementos como vigas y columnas. El contacto en cantidades perjudiciales del acero con el agua, aire y otros elementos depende directamente de la cantidad de concreto que lo recubra.

La gran mayoría de las viviendas de mampostería confinada de bloques de arcilla están construidas tomando en cuenta la posibilidad de una futura ampliación o continuación de los espacios, es por esta razón que en la medida en que se va culminando la construcción, se suele dejar una longitud considerable de acero al finalizar el extremo superior de las columnas el cual servirá de base para empalmes o amarres futuros. Este grave error, sumado a los deficientes espesores que se les asigna a los conocidos “machones”, garantiza una gran pérdida de resistencia estructural del elemento acarreado una alta probabilidad de colapso abrupto ante una alteración sísmica, e incluso ante una aplicación de una carga estática determinada.



Figura 6-5: Azotea de vivienda ubicada en el barrio Chapellín Municipio Libertador. Se puede evidenciar la intención de continuidad de los pisos. (Fuente propia).

Los espesores de recubrimiento asignados a las columnas de las viviendas en estudio, suelen depender más de la cantidad mínima de concreto que se disponga en el momento que de los valores normados, muchas veces son intuitivos y resultan ser valores muy por debajo de los aceptables. Esta característica en particular es un factor de vulnerabilidad importante cuando por lo general estas viviendas son sometidas a cargas excesivas que los pórticos no pueden soportar y se genera una pérdida superficial del concreto perjudicando aún más la resistencia estructural y en consecuencia acelerando el proceso de corrosión.

Falta de unión adecuada entre los elementos estructurales y los tabiques de mampostería.

En toda estructura se pueden observar fallas producto de errores constructivos, las grietas suelen ser las que se presentan en la mayoría de los casos y pueden ser más o menos alarmantes dependiendo de sus características, atribuyéndose a diversas causas o elementos actuantes. Estos tipos de daños estructurales son ocasionados por deslizamientos relativos entre elementos que presentan juntas débiles de mortero, y se evidencian con grietas horizontales entre vigas y paredes, y grietas verticales entre columnas y paredes.

El comportamiento estructural que puede llegar a brindar la mampostería confinada gracias a la contribución de las paredes con los elementos como vigas y columnas se ve particularmente comprometido por los escurrimientos del concreto a través de las uniones de los bloques cuando se vacían los machones confinantes lo que genera espacios vacíos en otras secciones dando como resultado la creación de puntos frágiles en el miembro y una interacción estructural que no es la deseada.

Remodelación y/o eliminación total o parcial de paredes internas.

Así como desde un principio es considerada la posibilidad de ampliar la vivienda adicionándole pisos, las remodelaciones son acciones que no se descartan cuando en la mayoría de los casos el crecimiento familiar obliga a los propietarios a modificar la distribución interna de las paredes.

El común denominador de las viviendas informales que realizan remodelaciones, es el de la incorporación o eliminación de paredes internas deliberadamente pensando que siempre y cuando no se involucren columnas o paredes externas, no habrá ningún daño. Esta situación se agrava mucho más cuando las remodelaciones se realizan en plantas que sirven de soporte a otras. Los constructores, bajo la influencia de su poco conocimiento realizan estos cambios sin considerar la nueva distribución de esfuerzos que tendrá la estructura la cual en ocasiones puede ser mayor o muy cercana a la máxima resistible por las vigas y machones. Si a esto se le adiciona

que la composición de estos elementos no es la óptima, la vulnerabilidad de la estructura aumenta en cantidades apreciables.

Mano de obra defectuosa.

Las prácticas constructivas aplicadas se apoyan en un conocimiento de origen no académico, derivado de procesos empíricos de aprendizaje (maestro-aprendiz), en los cuales se presentan fallas severas que inciden en la formación de los diferentes tipos de vulnerabilidades propias de estas viviendas. A pesar de que en la construcción de mampostería confinada se cuenta con la ventaja de poder eliminar en gran cantidad las perforaciones de las paredes para conducciones eléctricas, hidrosanitarias y de telecomunicaciones haciendo uso de las celdas verticales de los muros, los constructores populares cometen errores importantes durante todo el proceso de levantamiento de estas viviendas.

Por otra parte, los criterios de los hogares para la selección de mano de obra se basan principalmente, en las recomendaciones de familiares y amigos, en el conocimiento de las obras que han realizado las personas a contratar y en el tipo de oferta que hacen estas las personas, esto bajo el riesgo. En menor medida utilizan como criterio de selección las recomendaciones de una institución o la acreditación laboral. (Mena et al., 2013)

Falta de inspección eficiente

En el Manual de Inspección y Residencia de Obras creado por la Sociedad Venezolana de Ingenieros Civiles (SOVINCIV) en el año 2003, definen la inspección de obras como el examen, la verificación y vigilancia que realiza un personal especializado (el Ingeniero Inspector y su grupo) del proceso de construcción de una obra, para determinar si se está llevando a cabo correctamente de acuerdo con los planos, Normas y especificaciones aprobadas o establecidas, para garantizar, como un fin en sí mismo, su buena ejecución y aseguramiento de la calidad esperada.”

Generalmente la inspección en las viviendas informales suele estar a cargo del obrero que más experiencia tiene, llamado erróneamente “maestro de obra”. Esta persona puede ser escogida por el propietario de manera arbitraria, por recomendaciones o por intuición al saber que ha participado en una mayor cantidad de obras y ha tenido cierta cantidad de obreros bajo su responsabilidad.



Figura 6-6: Vivienda ubicada en el Barrio Chapellín, Municipio Libertador. Se resalta una pared externa desalineada producto de error en mano de obra. (Fuente: Propia).



Figura 6-7: Pórtico en una sola dirección. Vivienda ubicada en el Barrio Chapellín, Municipio Libertador, Caracas. (Fuente: Propia).

CAPÍTULO 7

METODOLOGÍA

Encuestas a constructores.

Para la realización de la investigación se utiliza la encuesta como método de recolección de información. Cea (1999) define la encuesta como la aplicación o puesta en práctica de un procedimiento estandarizado para recabar información (oral o escrita) de una muestra amplia de sujetos. La muestra ha de ser representativa de la población de interés y la información recogida se limita a la delineada por las preguntas que componen el cuestionario precodificado, diseñado al efecto.

Tipo de Encuesta.

Psicográficas, de estilos de vida, de evaluación publicitaria, y encuestas generales. Esta última es la que se va a utilizar puesto que es la más amplia y busca conseguir datos, patrones y conductas de los constructores, con la finalidad de generar información sobre las prácticas constructivas habituales en viviendas de mampostería confinada en el Área Metropolitana de Caracas.

Selección y tamaño de la muestra.

El muestreo será no probabilístico. Los sujetos serán entrevistados invitados o “a propósito”, es decir, se seleccionará un grupo de sujetos que cumplan con las características que se desean en la muestra. La misma será escogida en función de las posibilidades de acceso a ella.

Los entrevistados serán seis (6) obreros o albañiles contratados en la obra del Centro Cultural Padre Carlos Guillermo Plaza de la Universidad Católica Andrés Bello, de distintos rangos y edades, pero todos con experiencia en la construcción de viviendas de mampostería confinada en el Área Metropolitana de Caracas. Y dos (2) constructores de vivienda de mampostería confinada visitada en el Barrio Chapellín, Caracas.

Tabla 7-1: Población entrevistada.

Lugar	Nombre y Apellido	Edad	Ocupación
U C A B	Encuestado #1	75	Maestro de Obra
	Encuestado #2	30	Obrero
	Encuestado #3	56	Maestro Albañil
	Encuestado #4	52	Obrero
	Encuestado #5	43	Maestro de Obra
	Encuestado #6	55	Herrero
Urb. Chapellín	Encuestado #7	27	Obrero
	Encuestado #8	29	Obrero

El cuestionario.

Se incluirán las preguntas que resulten más apropiadas para conseguir los objetivos del estudio. En función del tipo de respuesta que acepten, las preguntas de la encuesta podrán adoptar las dos siguientes formulaciones:

- Las de respuesta cerrada, en las cuales la respuesta se encontrará acotada en el propio cuestionario, en cuyo caso deben presentarse la totalidad de las opciones de respuestas o en su defecto, anexas las opciones de “otro” o “todas las anteriores”.

-
- El segundo tipo de formulación es el de preguntas de respuesta abierta, es decir, no circunscriben las respuestas a alternativas predeterminadas por lo que el encuestado expresa personalmente su respuesta.

El instrumento se diseñó en dos (2) bloques con un total de ocho (8) secciones, ordenadas de la siguiente forma:

Bloque #1: Características del concreto.

- Sobre la dosificación de los componentes del concreto. Pregunta abierta para dar valores a los componentes de la mezcla (cemento, arena y agua).
- Sobre el mezclado. Con opciones de respuesta: trompo, manual o ambos.
- Sobre la colocación. Con opciones de respuesta: vibrado, martilleo del encofrado o nada.

Bloque #2: Estructuración de la vivienda.

- Especifique la distancia usual entre machones. Pregunta abierta para dar valores a las luces entre elementos verticales de pórticos.
- Especifique las dimensiones transversales típicas de los machones. Pregunta abierta para dar valores a la geometría de la sección de los elementos del pórtico confinante.
- Especifique las alturas típicas entre pisos.
- Sobre el tipo de losa. Pregunta de respuesta cerrada, para determinar el tipo de diafragma horizontal de mayor empleo en las viviendas de estudio. Las opciones son: Perfiles y tableros, losa nervada, lámina acanalada de acero, cualquiera de las anteriores.
- Sobre las fundaciones. Pregunta de respuesta cerrada con las siguientes opciones de respuesta excluyente: Losa de fundación o zapata. Sin importar la respuesta escogida se pide especificar medidas y profundidad a la que se instauran habitualmente los elementos de fundación en las viviendas de estudio.

Modalidad de Encuesta.

La encuesta será realizada de modo personal (cara a cara), el cuestionario se administra de manera personal a cada uno de los individuos incluidos en la muestra. Conviene tener en cuenta que las preguntas se deben formular correctamente y de manera clara, procurando aclarar cualquier duda que se le pueda plantear al entrevistado, antes que el mismo emita sus respuestas. Conviene además, despertar el interés del entrevistado, motivándolo para responder con sinceridad y claridad.

ENCUESTA BÁSICA PARA CONSTRUCTORES.

Nombre: _____ Apellido: _____ Edad: _____

1) CONCRETO.

1.1) Sobre la dosificación.
Cemento: _____ Arena: _____ Agua: _____

1.2) Sobre el Mezclado. Escoja entre las siguientes opciones la que corresponda al método habitual de mezclado del concreto.

Trompo Manual Ambas

1.3) Sobre la Colocación. Escoja entre las siguientes opciones la que corresponda al método habitual de colocación del concreto.

Vibrado Martilleo de Encofrado Nada

Figura 7-1: Primer bloque de preguntas de la encuesta, correspondientes a las propiedades del concreto.

2) ESTRUCTURACIÓN DE LA VIVIENDA.

2.1) ¿Cuál es la distancia habitual entre machones? _____

2.2) ¿Cuánto suelen medir los machones del pórtico? _____

2.3) ¿Cuál es la altura típica entre pisos? _____

2.4) ¿Cuál de estos tipos de losa suele usarse?

Perfiles y Tabeles Losa Nervada

Lamina Acanalada de acero Cualquiera

2.5) ¿Qué tipo de fundaciones suelen utilizarse y cuáles son sus medidas típicas?

Losa de Fundación Medidas: _____ Profundidad: _____

Zapatas Medidas: _____ Profundidad: _____

Figura 7-2: Segundo bloque de preguntas de la encuesta, referentes a la estructuración de la vivienda.

Determinación de las propiedades del concreto.

Dosificaciones Teóricas.

Se determinarán a partir de la bibliografía disponible, dosificaciones usuales empleadas por los constructores en las viviendas de mampostería confinada en el Área Metropolitana de Caracas. Como fuente de datos se escogió el Manual del Constructor Popular⁹ del Arquitecto Luis López.¹⁰ En dicho manual se presentan en modo de receta las dosificaciones usuales que son usadas por la mano de obra que construye este tipo de viviendas en cuestión, para la preparación de un metro cúbico de mezcla y las aplicaciones más comunes en la construcción, para cada una de las dosificaciones planteadas.

Tabla 7-2: Preparación y Dosificación del concreto, materiales necesarios por metro cúbico de concreto.

Proporción.	Sacos de Cemento.	Arena (m ³)	Piedra (m ³)	Granzón (m ³)	Litros de Agua.
1 : 2 : 4	7,9	0,44	0,88		220
1 : 2,3 : 4,6	7	0,45	0,90		200
1 : 3 : 6	5,6	0,47	0,94		160
1 : 2,7 : 5,4	6	0,45	0,90		170
1 : 4	10,5			1,18	300
1 : 6	7,2			1,20	200
1 : 7	6,1			1,20	175
1 : 8	5,4			1,20	150
1 : 8,5	5			1,20	140

⁹ Publicado en Abril de 1992, el Manual del constructor popular fue escrito con el objetivo de servir al constructor popular brindando el paso a paso de los principios y métodos técnicos básicos para dirigir un programa de viviendas de mejoramiento progresivo.

Tabla 7-3: Principales aplicaciones de los concretos.

Proporción	Fundación		Bases de Piso	Machones	Columnas	Vigas de		Placas
	Corriente	Armada				Corona	Carga	
1:2:4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1:2,3:4,6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1:3:6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1:2,7:5,4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1:4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1:6	✓	✓	✓	✓		✓		✓
1:7	✓	✓	✓	✓		✓		✓
1:8	✓	✓	✓	✓		✓		
1:8,5	✓		✓					

Dosificaciones resultantes del sondeo.

Determinadas a partir de las encuestas realizadas a constructores con experiencia en la construcción de viviendas de mampostería confinada.

Determinación de la $f'c$ del concreto a partir de la relación Agua/Cemento.

La relación agua/cemento es uno de los parámetros más importantes de la tecnología del concreto, pues influye ampliamente sobre una gran cantidad de propiedades del material final. Dicha relación se obtiene de la razón entre el peso del agua utilizada en la mezcla y el peso de cemento. Se asumirá que un tobo de 20 litros es llenado solo 16 litros, en promedio.

$$\text{Relación } \frac{A}{C} = \frac{\text{Peso del agua o volumen de agua (kg ó lts)}}{\text{Peso del cemento (kg)}} \quad (7-1)$$

La resistencia del concreto depende altamente de la relación por peso entre el agua y el cemento, para cuantificarla a partir de las distintas dosificaciones obtenidas tanto teóricas como resultantes del sondeo, se hará uso de la siguiente tabla tomada de la FONDONORMA 1753 (Proyecto y construcción de obras de concreto estructural), que muestra la relación agua/cemento y la resistencia $f'c$ a los 28 días de concretos preparados en obra, sin aire incorporado, cuando no existen ensayos de resistencia.

Tabla 7-4: Valores máximos de la relación agua/cemento

Resistencia Especificada $f'c$ (kgf/cm ²)	Relación agua/cemento por peso.
300	0,37
250	0,44
210	0,52
150	0,62

Módulo de Elasticidad del concreto.

Según el manual del concreto estructural (Porrero et al, 2004), la expresión para calcular el módulo de elasticidad del concreto a partir de la resistencia a la compresión del mismo es la siguiente:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c} \quad (7-2)$$

Ensayo de Resistencia a la Compresión de Bloques de Arcilla.

Disposiciones Previas al Ensayo.

Muestras

La muestra está conformada por 12 bloques huecos de arcilla divididos en tres grupos de cuatro bloques cada uno, clasificados según el sitio donde fueron adquiridos y por sus dimensiones.

Tabla 7-5: Muestras del Ensayo (Bloques huecos de arcilla).

Designación	Origen	Dimensiones
SM1, SM2, SM3, SM4.	Local comercial #1. Av. Principal de San Martín Caracas.	Largo: 30 cms Ancho: 10 cms Alto: 20 cms
CH1, CH2, CH3, CH4.	Local comercial #2. Calle Real de Chapellín Caracas.	Largo: 30 cms Ancho: 15 cms Alto: 20 cms
EB1, EB2, EB3, EB4.	Local comercial #3. Av. Los Guayabitos, Baruta Caracas.	Largo: 40 cms Ancho: 15 cms Alto: 20 cms

Inspección de Muestras.

Para la realización del ensayo a compresión de los bloques huecos de arcilla, es indispensable que los mismos cumplan con las condiciones expresadas en la norma COVENIN 2-78 (Especificaciones de bloques de arcilla para paredes), es decir, los bloques no deben presentar grietas, ni ningún otro defecto que pueda influir en su calidad, reducir su consistencia o limitar su uso. Además, las superficies deberán ser planas, las aristas y ángulos deben ser rectos y las caras exteriores deben estar rayadas.

Resulta necesario entonces descartar ciertos bloques, puesto que al no cumplir estos con algunas de las condiciones previamente mencionadas, dificultan la fabricación de las superficies de yeso en las caras del bloque. Sin embargo, cabe destacar que ensayar todos los bloques, sin discriminar a aquellos que poseen irregularidades y grietas habría sido lo ideal, puesto que los resultados guardarían mayor relación con la realidad, asumiendo la probabilidad de que los constructores no descartan bloques con este tipo de fallencias al momento de construir los muros.

Tabla 7-6: Muestras descartadas para el ensayo de compresión.

Muestra	Motivo de descarte
SM4	Arista y ángulo no recto por presencia de quiebre.
CH3	Hundimiento en superficie a ser expuesta a molde de yeso.
EB3	Hundimiento en superficie a ser expuesta a molde de yeso y grieta diagonal de tamaño considerable.
EB4	Arista y ángulo no recto por presencia de quiebre.



Figura 7-3: Bloques Ensayados (SM2, CH2, CH4 y EB1) y Bloques descartados (SM4 y EB4), nótese quiebre en ángulo superior derecho de bloque SM4 y quiebre en ángulo inferior derecho de bloque EB4. (Fuente propia)

Preparación de Muestras (Capping de Yeso)

Las superficies de los bloques de ensayo donde se va a aplicar la carga, se deben cubrir con una capa o cubierta de yeso especial. Se esparce uniformemente esta pasta sobre una superficie rígida, plana, con una tolerancia de 0.8 mm, no absorbente, soportada para que no produzca deflexiones visibles durante el proceso y que ha sido ligeramente cubierta con aceite. Se apoya la cara que va a someterse a compresión del bloque de ensayo sobre la pasta, y se presiona firmemente hacia abajo con un solo movimiento, manteniéndolo perpendicularmente a la superficie. La capa o cubierta debe tener un mínimo de 24 horas de colocada antes de proceder con el ensayo.



Figura 7-4: Bloque EB2 con capa o cubierta de yeso. (Fuente Propia)

Método de Ensayo. (Procedimiento basado en la norma COVENIN 42-82)

Equipos.

- Máquina Universal de Rotura. Con suficiente capacidad de producir la rotura de las probetas. Debe estar provista de dos platos de carga, uno de estos debe ir montado sobre una rotula esférica. Preferiblemente el que se apoya sobre la parte superior del bloque de ensayo.

Procedimiento.

- Se colocan los bloques de ensayo de manera que la carga se aplique en la misma dirección en que las cargas o los pesos propios actúen sobre ellos en la construcción.
- Se hace coincidir el centro del bloque con el centro de los platos de carga.
- Se aplica la carga a cualquier velocidad hasta la mitad de la carga máxima supuesta, el resto de la carga debe aplicarse gradualmente y a una velocidad constante en un periodo que no sea menor de un minuto, ni mayor a dos, de acuerdo a la carga máxima soportada.

Expresión de los resultados.

La resistencia a la compresión se calcula dividiendo la carga máxima soportada en Kilogramos, por la superficie bruta del bloque expresada en cm². Donde:

$$F'm = \frac{\text{Carga rotura}}{\text{área bruta}} \quad (7-3)$$

La superficie bruta, es el área completa de una sección del bloque perpendicular a la dirección de la carga incluyendo los huecos del bloque.



Figura 7-5: Máquina Universal de Ensayo a Compresión. (Fuente Propia)

Especificaciones normativas.

La norma venezolana COVENIN 2-78 (Bloques de arcilla para paredes. Especificaciones), establece los valores mínimos de resistencia a la compresión que deberían alcanzar los bloques.

Tabla 7-7: Resistencia a la compresión de bloques de arcilla. Tomado de la norma COVENIN 2-78.

	TIPO A ^[1]	TIPO B ^[2]
	Mínimo para un bloque.	Mínimo para un bloque.
Resistencia a la Compresión. F'm	40 kfg/cm ²	15 kfg/cm ²
^[1] Bloques para paredes de carga, expuestas o no a la humedad		
^[2] Bloques para paredes que no soportan cargas o paredes divisorias.		

Resistencia a la tracción.

Se asumirá como esfuerzo de tracción admisible, un 10% del esfuerzo admisible por compresión, considerando dentro de este valor a la resistencia que puede aportar el mortero.

Determinación del Módulo de Elasticidad y Módulo de Corte.

La normativa venezolana no especifica unos límites o rangos de módulo de elasticidad y de corte para los bloques huecos de arcilla, es por eso que a continuación se muestran las propuestas de diferentes normativas latinoamericanas para la determinación de los mismos.

Módulo de elasticidad según norma Técnica E.070 Albañilería de Perú:

$$E_m = 500 \times F'_m \quad (7-4)$$

Módulo de elasticidad según norma NTCM-2004 de México:

$$E_m = 600 \times F'_m \quad (7-5)$$

Módulo de elasticidad según norma NSR-98 de Colombia:

$$E_m = 750 \times F'_m \quad (7-6)$$

Para las tres normativas latinoamericanas, el módulo de corte se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$G_m = 0,4 \times E_m \quad (7-7)$$

Relación de Poisson.

El coeficiente de Poisson corresponde a la razón entre la elongación longitudinal y la deformación transversal y puede calcularse a partir de los módulos de elasticidad y cortante.

$$\nu = \frac{E_m}{2 \times G_m} - 1 \quad (7-8)$$

Máximo esfuerzo cortante nominal

Según E. Castilla (1994), este esfuerzo puede ser calculado haciendo uso de la siguiente expresión:

$$\nu_m = 2.72 \frac{f}{f_m} + 1.44e \quad (7-9)$$

Donde:

f = compresión actuante sobre la pared

f_m = resistencia a la compresión del bloque (16 Kg/cm²)

e = relación de esbeltez (alto/largo)

Evaluación estructural en SAP2000.

Consiste en el uso del programa de elementos finitos SAP2000 para realizar la construcción de viviendas típicas de mampostería, y el posterior análisis de dichas viviendas al verse afectadas por las vibraciones producidas en el suelo que las soporta, producto de un sismo.

Los modelos serán construidos a partir de cinco viviendas modelo; las propiedades de los materiales de construcción que serán ingresadas en el modelo serán aquellas obtenidas de ensayos y encuestas (mampostería y concreto, respectivamente). Asimismo, las medidas y características constructivas de las viviendas serán obtenidas a partir de dos procedimientos distintos:

- Inspección de viviendas y levantamiento de medidas In Situ.

Tabla 7-8: Ubicación de viviendas donde se realizaron levantamientos de medidas.

Muestra	Ubicación
Vivienda #1	Callejón el Almásico, final de Calle San José. Barrio Chapellín, Caracas.
Vivienda #2	Final de Calle Arsenal. Barrio Chapellín, Caracas.

- Uso de información obtenida a partir del segundo bloque de preguntas (Estructuración de la vivienda) de la encuesta a constructores. (Viviendas #3, #4 y #5)

Estas viviendas contarán con factores que presuntamente aumentan la vulnerabilidad estructural, como por ejemplo: pisos blandos, columnas cortas, irregularidad geométrica horizontal y vertical, ejes de machones discontinuos, entre otros.

Modelaje Por Elementos Finitos

Para simular el comportamiento de los muros de mampostería, es pertinente crear mallas o subdivisiones de las áreas y así evaluar de una manera más detallada el estado de esfuerzos registrado en sectores más específicos de la estructura, como lo son para este caso los bloques de arcilla. El software SAP2000 permite discretizar el análisis de una estructura a través del método de los elementos finitos y expresar la respuesta en términos de fuerzas, esfuerzos y deformaciones en los elementos de área y sólidos, presentando también a su vez una salida gráfica y por tablas que facilita la comprensión de los resultados globales.

El área estudiada (*Shell*) se dividirá en partes iguales, de formas geométricas sencillas y normalizadas, generalmente cuadradas, garantizando una transmisión efectiva de esfuerzos por medio de nodos compartidos. Las medidas asignadas a los elementos serán de 0,5 m considerándose esta como una dimensión aceptable representativa de los bloques la cual arrojará valores muy cercanos a los reales.

Las funciones de interpolación y desplazamientos nodales definen unívocamente el estado de deformaciones unitarias en el interior del elemento, éstas, mediante las ecuaciones constitutivas del elemento, son las que definen los estados de esfuerzo en el elemento y en sus bordes.

Se seleccionará la opción de que los elementos de confinamiento o *frames* (machones y vigas coronas) sean engranados automáticamente a los elementos de la malla en los nodos de los mismos, de modo que se garantice que tanto los *frames*, como los *shells*, trabajen en conjunto como una sola unidad estructural.

El modelaje de las viviendas se hará considerando que la estructura está actuando bajo el efecto de acciones permanentes, variables y accidentales (sismo) simultáneamente.

Acciones estáticas que actúan sobre los diafragmas horizontales.

Las cargas estáticas tanto variables, como permanentes serán asignadas según los valores indicados por la normativa venezolana COVENIN 2002:88.

Cargas variables (para viviendas) – 175 kg/m²

Cargas permanentes (tabiquería interna, impermeabilización, entre otros) – 250 kg/m²

Como sobrecarga de techo se asumirá el mismo valor que la carga permanente, considerando la posibilidad de un futuro crecimiento vertical de la vivienda.

Combinaciones de Carga.

Tabla 7-9: Combinaciones de solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente.

$UDCON1 = 1,4 (CP)$	(7-10)
$UDCON2 = 1,2 (CP) + 1,6 (CV)$	(7-11)
$UDCON3 = 1,2 CP \pm \gamma CV \pm S$	(7-12)
$UDCON4 = 0,9 CP \pm S$	(7-13)
<p>Donde: CP: Acciones permanentes. CV: Acciones variables. S: Acciones accidentales debidas al sismo. γ: Factor de combinación de solicitaciones.</p> <p>Nota: Estas combinaciones son las asumidas por el software SAP2000 para la ACI 318, las cuales coinciden con las establecidas en la FONDONORMA 1753-06, exceptuando aquellas que consideran las acciones del viento.</p>	

Acciones debidas al sismo (Espectro de Respuesta)

Las acciones producto del sismo serán ingresadas al software mediante formas espectrales normalizadas. Los espectros sísmicos de respuesta se obtienen promediando los valores de aceleraciones obtenidos para cada tipo de suelo durante la duración de un sismo determinado, generando una envolvente y reportando así la aceleración que experimenta una estructura en función de su período, bien sea a partir de registros de terremotos reales o de terremotos artificiales. De esta manera, multiplicando las ordenadas de los espectros promedio por la aceleración máxima esperada del terreno en una localidad determinada, se pueden obtener para cada tipo de suelo los espectros elásticos de respuesta correspondientes.

El área metropolitana de Caracas cuenta con un estudio de Microzonificación Sísmica realizado por FUNVISIS el cual se encuentra disponible en la página web de la misma y permite generar de manera automática Espectros de Respuesta de acuerdo a la zona seleccionada y a los parámetros necesarios (inclinación, grupo de la edificación y factor de reducción de respuesta), los cuales son establecidos por el usuario.

La selección de los Espectros se realizará en las zonas de Chapellín, Petare y Antímano, asumiendo inclinaciones de terreno considerables por tratarse de barriadas ubicadas en su mayoría al comienzo del Ávila, grupo de la edificación B2 por tratarse de edificaciones comunes (viviendas), y factor de reducción igual a uno por ser viviendas que no se rigen por la normativa pertinente y por ende los esfuerzos absorbidos por las estructuras pasan a considerarse como los máximos probables.

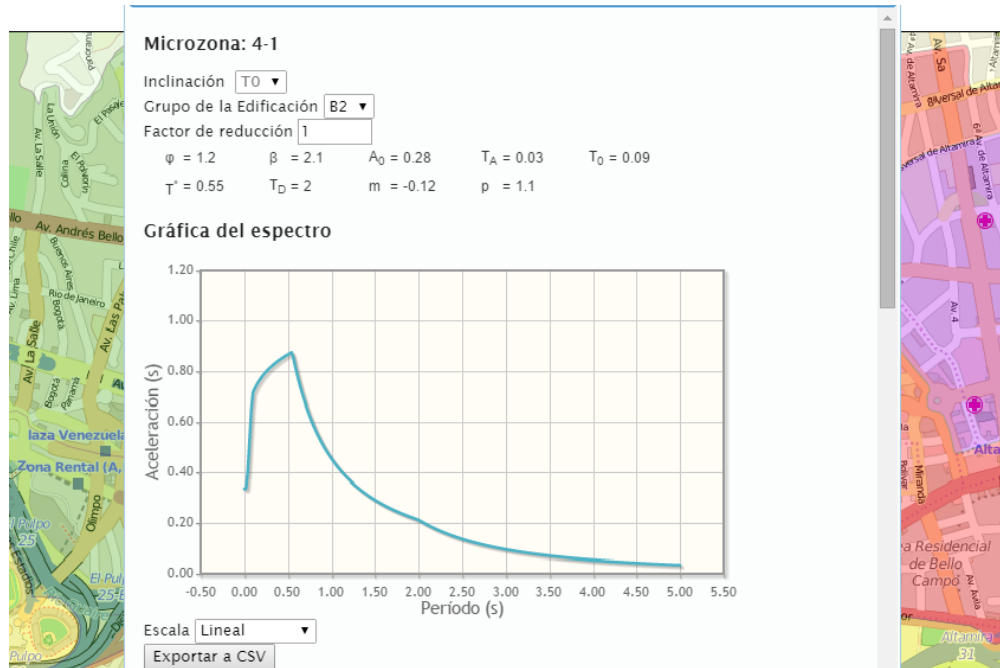


Figura 7-6: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Chapellín, Caracas.

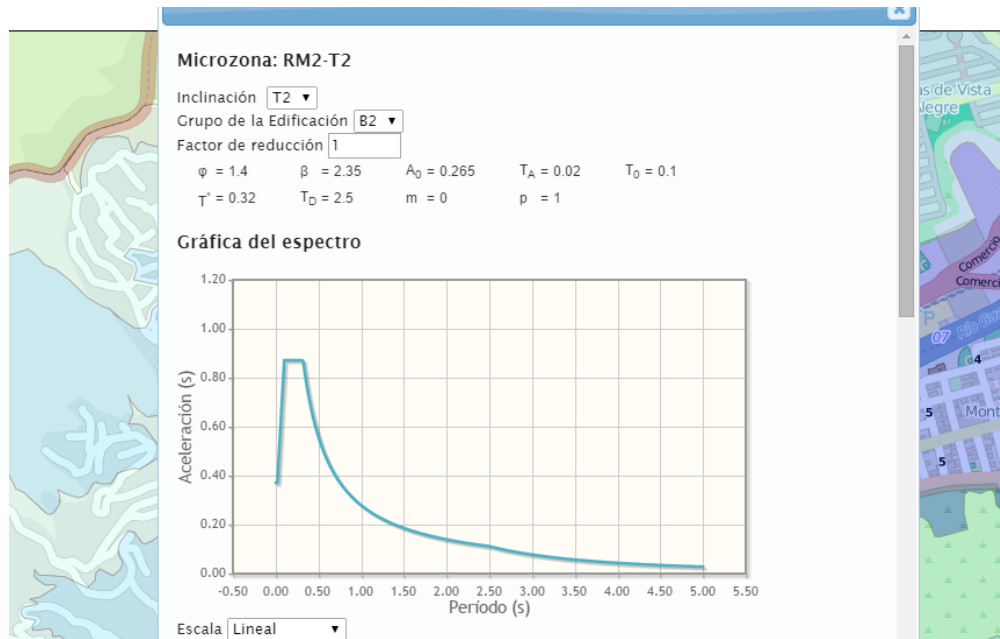


Figura 7-7: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Antimano, Caracas.

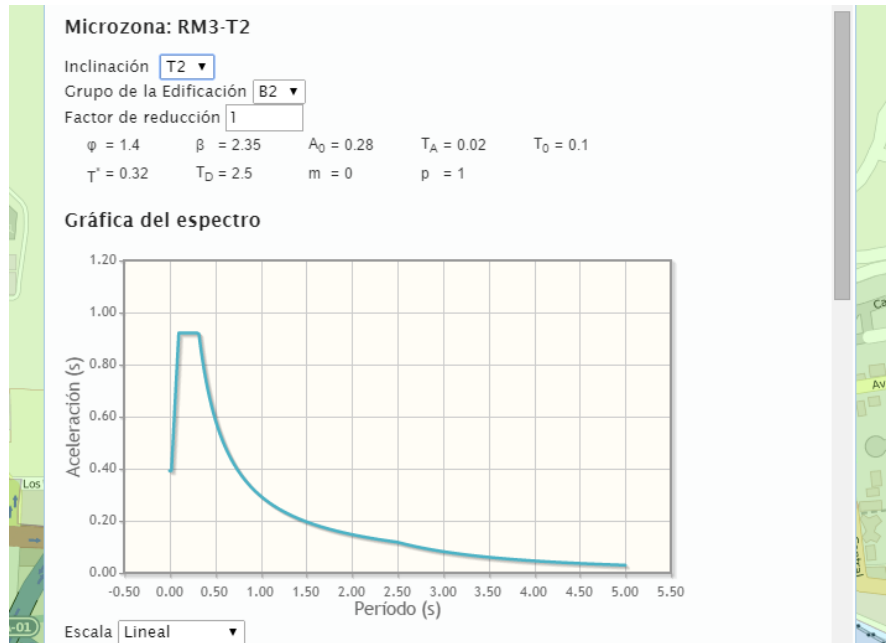


Figura 7-8: Espectro de Respuesta correspondiente a la zona de Petare, Caracas.

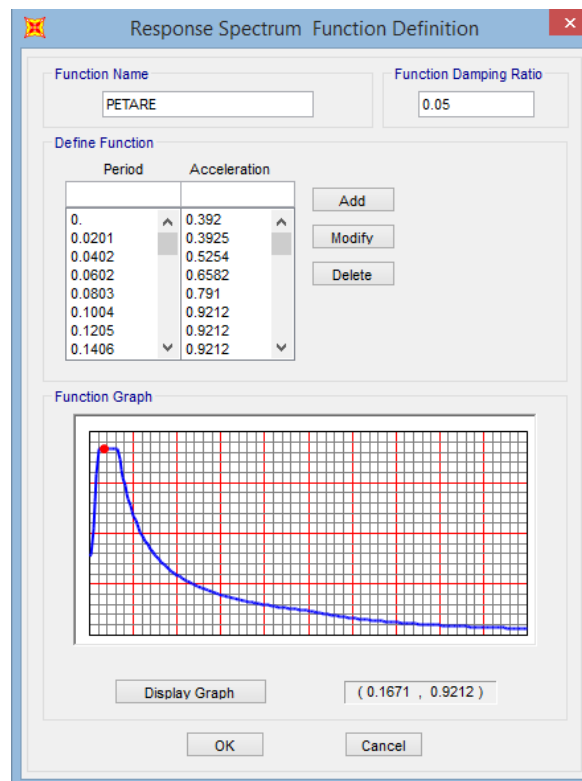


Figura 7-9: Definición de la función espectral en SAP2000 (Fuente propia).

Análisis adicional de la estructura (Modelo progresivo de falla manual.)

Este análisis se realizará para evaluar el comportamiento de una estructura (vivienda #1) a lo largo de su falla bajo efectos de un acelerograma. El estudio consiste en retirar los elementos finitos en los que el esfuerzo actuante sea mayor que los esfuerzos de tracción o compresión teóricos admisibles y analizar la estructura a medida en que estos dejen de aportar resistencia.

El uso de acelerogramas para este análisis permite obtener resultados de esfuerzos para cada segundo de sismo que transcurre, esto representa una ventaja con respecto al uso de espectros de respuesta, los cuales están asociados al período de la estructura.

La norma COVENIN 1756-2001, en su artículo 9.8.3, establece que el análisis inelástico de una estructura debe realizarse mediante procedimientos de integración directa (paso a paso), para acelerogramas representativos de la acción sísmica en un sitio.

Acciones debidas al sismo (Acelerograma)

Las acciones producto del sismo para el análisis progresivo de falla manual serán ingresadas al software mediante acelerogramas. Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un sismo. Los valores de la aceleración se obtienen mediante unos instrumentos llamados acelerógrafos, que registran la aceleración del suelo según tres direcciones perpendiculares; dos horizontales y una vertical. Debido a que la variación de la aceleración es muy irregular en el tiempo, los acelerogramas suelen estar expresados en intervalos de tiempo muy pequeños, utilizándose generalmente valores de 0,01 ó 0,02 segundos.

Una de las características principales de un acelerograma es la aceleración máxima registrada, pero no la única, puesto que la respuesta de una estructura puede ser más desfavorable al someterla a un acelerograma con aceleraciones máximas menores que otro. Las mayores

respuestas se obtienen para los períodos (frecuencias) predominantes en el acelerograma. De igual manera, la respuesta aumenta con el número de ciclos de repetición de los períodos dominantes.

El acelerograma a ingresar en el software será el registrado en el terremoto de El Centro, en California, USA. “El pico de aceleraciones de ese terremoto coincide con nuestro 0.3g, además tuvo una duración de 30 segundos, igual que el de Caracas que duró 35 segundos, es por eso que suele utilizarse en cursos de postgrado en Venezuela” (López, 2015).¹⁰

El análisis dinámico de la estructura bajo efectos del acelerograma se deberá realizar aplicando un Modelo No Lineal. El procedimiento consistirá en asignarle a la carga sísmica que comience a ocurrir a continuación del caso No Lineal previo (Carga viva), el cual ya considera a su vez las cargas permanentes. De esta manera todos los casos de carga logran actuar simultáneamente sobre la estructura durante la ocurrencia del sismo, y los resultados suministrarán valores en tiempo real permitiendo conocer el segundo en el que comienza la falla.

¹⁰ El Ing. Eduardo López es profesor de pregrado y postgrado del Dpto. de Estructuras en la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB). Dedicado a proyectos de Ingeniería Estructural, edificios de acero y concreto, rehabilitación sismorresistente de edificaciones, entre otros.

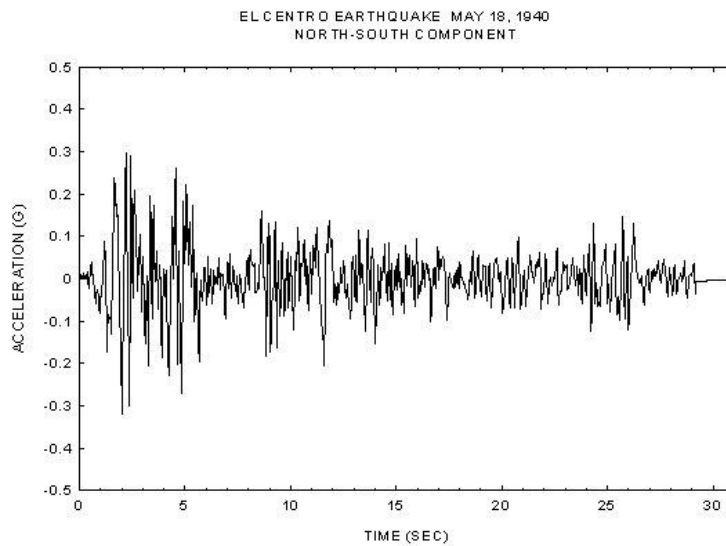


Figura 7-10: Acelerograma registrado durante sismo El Centro, componente Norte-Sur.
(Fuente: Eduardo López, 2015)

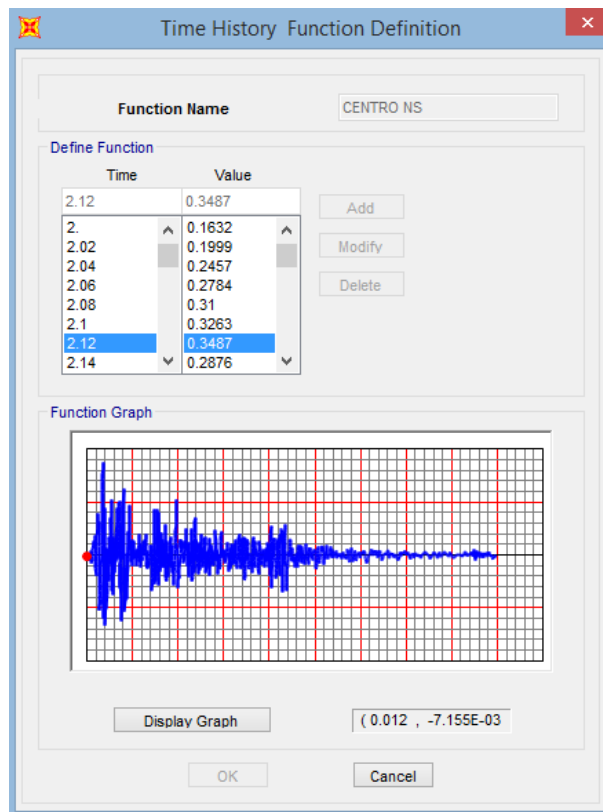


Figura 7-11. Definición de la función historia en el tiempo en SAP2000. (Fuente propia)

Caracterización de las viviendas.

Vivienda #1.

Tabla 7-10: Caracterización de vivienda #1

Procedencia	Levantamiento de medidas In-Situ. Barrio Chapellín.
Número de pisos	3 pisos (con planes de construcción de 4to piso en la terraza)
Dimensión de las secciones	Machones y vigas corona: 15x15 cms. Columnas de pórtico central: 30x30 cms. Vigas de pórtico central: 20x20 cms. Vigas de riostra: 20x20.
Acero de refuerzo	Acero Longitudinal: 4 cabillas de 1/2". Estribos de 3/8" separados cada 20cms. Recubrimiento: 2cms
Espectro utilizado	Chapellín
Deficiencias estructurales	Presencia de volados. Algunos machones se encuentran separados a más de 4m entre sí. Vigas de pórtico central en volado en uno de sus extremos. Pórticos en una sola dirección.
Otros	Edificación constituida por dos viviendas independientes. Escaleras de acceso para segunda vivienda ubicadas en el exterior de la estructura.

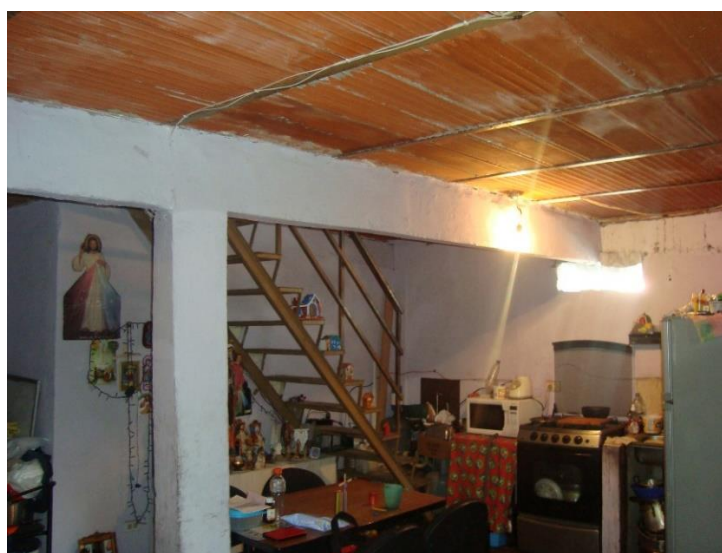


Figura 7-12: Pórtico en una sola dirección con viga en volado. Vivienda #1. Chapellín, Caracas. (Fuente Propia).

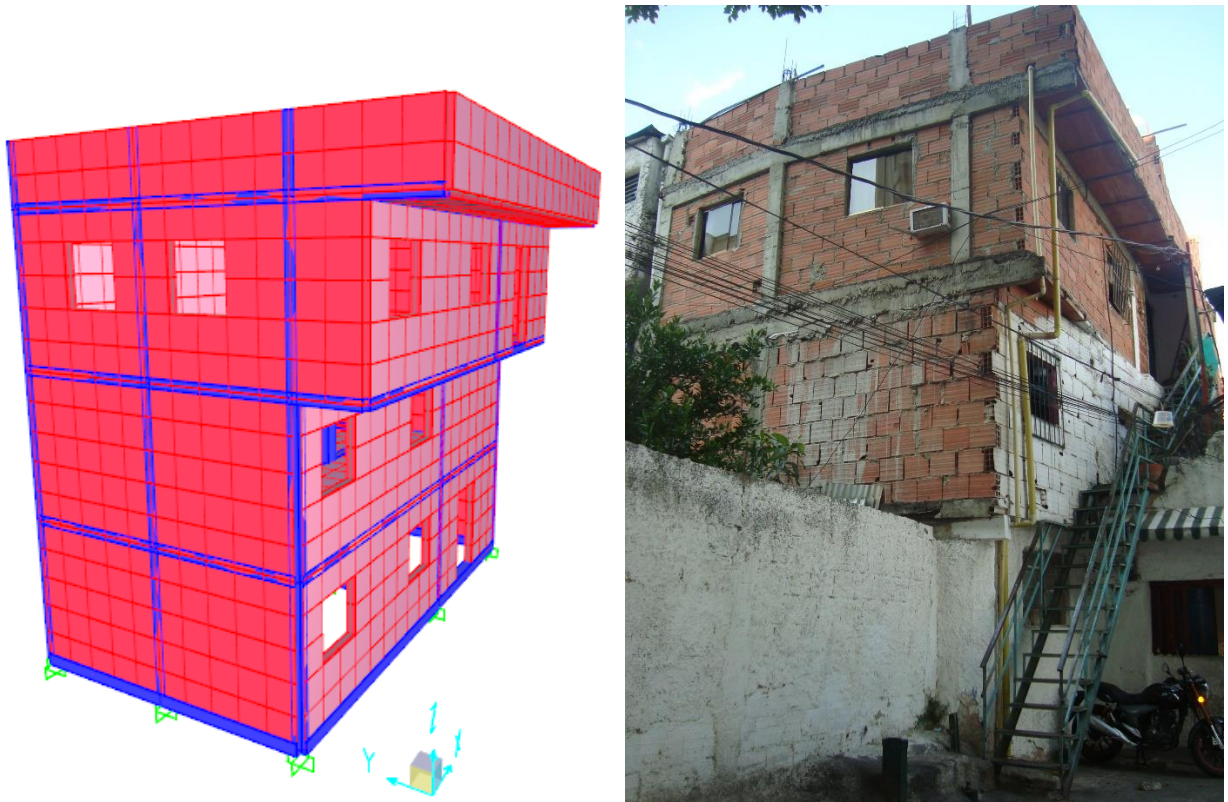


Figura 7-13: Comparación de Fachada de vivienda #1 con su respectivo modelo en SAP2000 (Fuente propia)

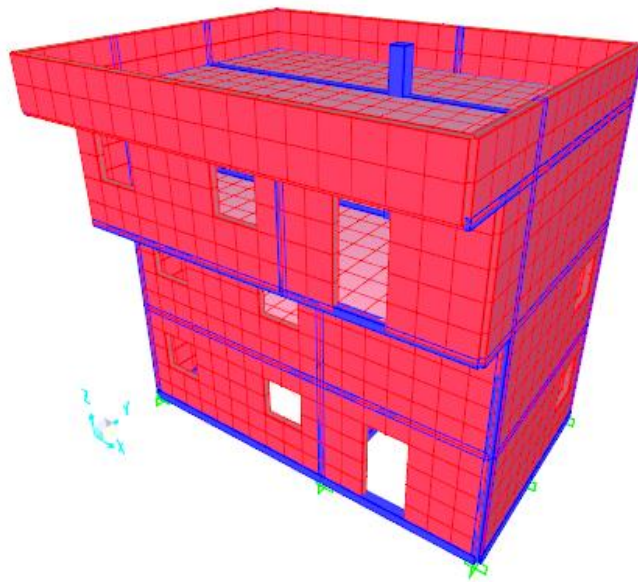


Figura 7-14: Vista de fachada de vivienda #1 en SAP2000.

Vivienda #2

Tabla 7-11: Caracterización de vivienda #2

Procedencia	Levantamiento de medidas In-Situ. Barrio Chapellín.
Número de pisos	3 pisos (con planes de construcción de 4to piso en la terraza)
Dimensión de las secciones	Machones y vigas corona: 15x15 cms. Columnas de pórtico central: 30x30 cms. Vigas de pórtico central: 20x20 cms. Vigas de riostra: 20x20.
Acero de refuerzo	Acero Longitudinal: 4 cabillas de 1/2". Estribos de 3/8" separados cada 20cms. Recubrimiento: 2cms
Espectro utilizado	Chapellín
Deficiencias estructurales	Efecto de columna corta en pared externa ubicada en el segundo piso. Algunos machones se encuentran separados a más de 4m entre sí. Irregularidad vertical.
Observaciones	Edificación constituida por dos viviendas no independientes. Núcleo de escaleras interno.

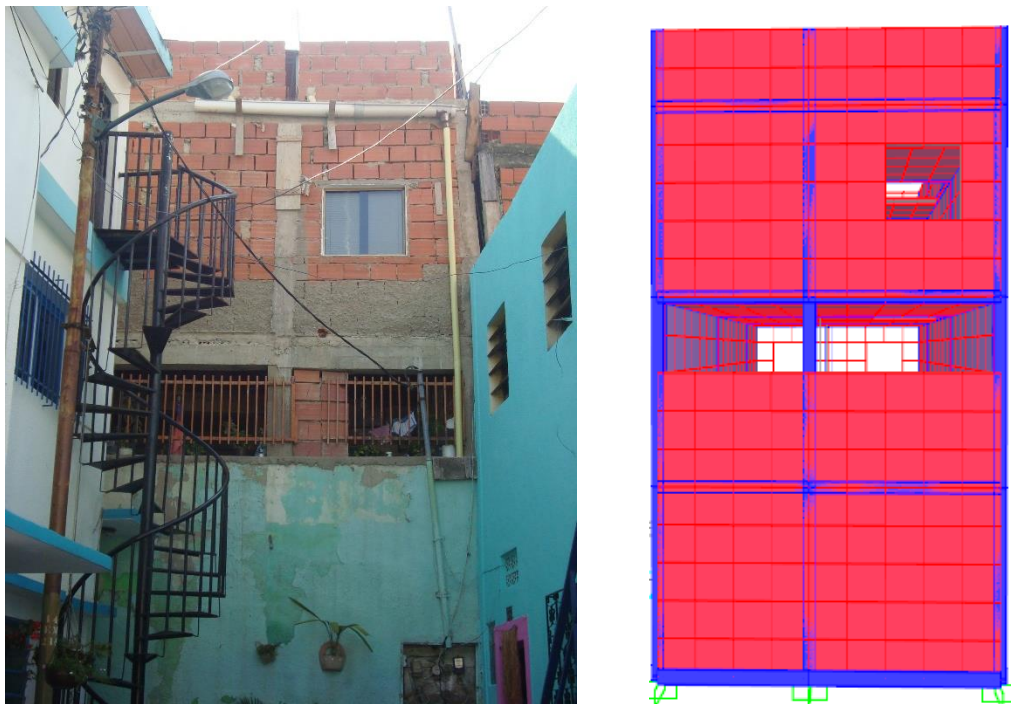


Figura 7-15: Comparación de Fachada de vivienda #2 con su respectivo modelo en SAP2000. (Fuente propia).

Vivienda #3

Tabla 7-12: Caracterización de vivienda #3

Procedencia	Encuesta a expertos
Número de pisos	2 pisos.
Dimensión de las secciones	Machones y vigas corona: 15x15 cms. Columnas exteriores: 20x20 cms. Vigas de riostra: 20x20.
Acero de refuerzo	Acero Longitudinal: 4 cabillas de 1/2". Estribos de 3/8" separados cada 20cms. Recubrimiento: 2cms
Espectro utilizado	Petare
Deficiencias estructurales	Pórticos en una sola dirección. Presencia de piso blando en planta baja.
Observaciones	Separación entre machones constante de 3m.

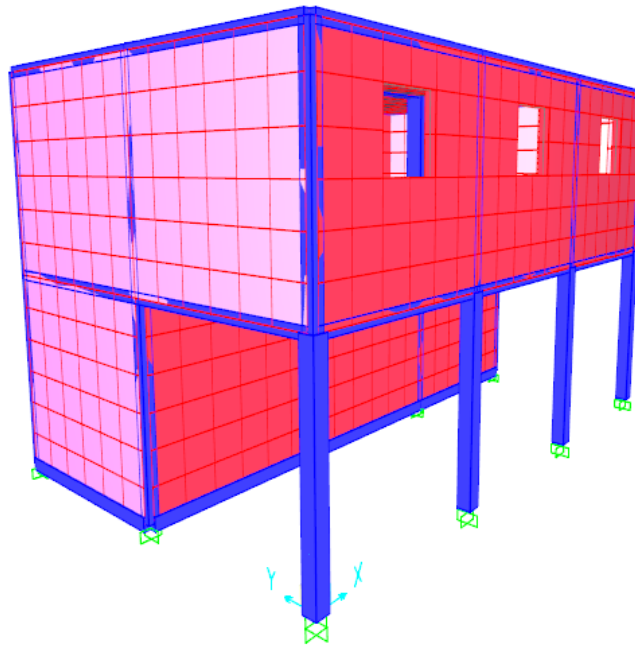


Figura 7-16: Modelo de vivienda #3 en SAP2000.

Vivienda #4

Tabla 7-13: Caracterización de vivienda #4

Procedencia	Encuesta a expertos
Número de pisos	2 pisos
Dimensión de las secciones	Machones y vigas corona: 15x15 cms y 15x20 cms Vigas de riostra: 20x20.
Acero de refuerzo	Acero Longitudinal: 4 cabillas de 1/2". Estribos de 3/8" separados cada 20cms. Recubrimiento: 2cms
Espectro utilizado	Petare
Deficiencias estructurales	Presencia de volados. Algunos machones se encuentran separados a más de 4m entre sí. Variación de rigidez entre pisos consecutivos por presencia de local comercial en planta baja. Falta de machones en intersecciones de los muros del volado.
Observaciones	Edificación constituida por local comercial en planta baja y vivienda unifamiliar en planta alta. Núcleo de escaleras interno.

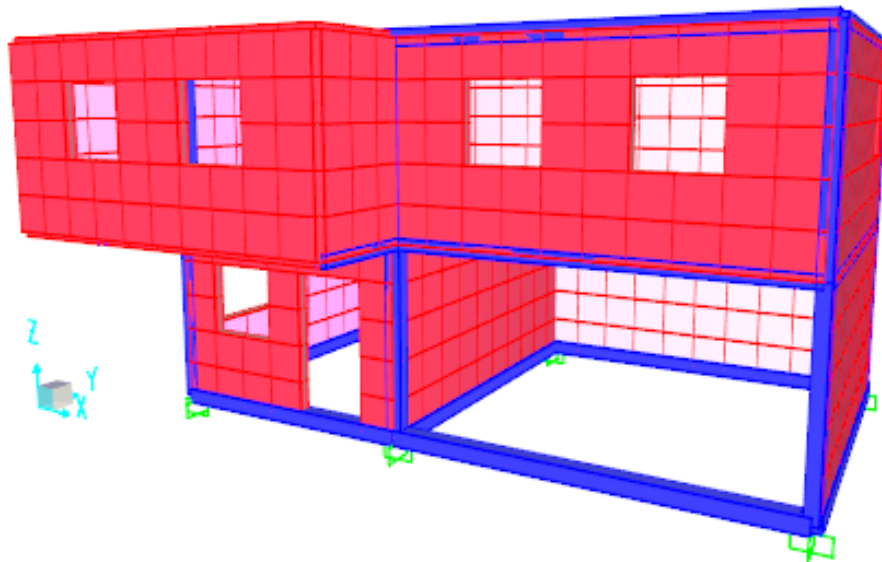


Figura 7-17: Modelo de vivienda #4 en SAP2000.

Vivienda #5

Tabla 7-14: Caracterización de vivienda #5

Procedencia	Encuesta a expertos
Número de pisos	1 piso
Dimensión de las secciones	Machones y vigas corona: 15x15 cms. Vigas de riostra: 20x20. Columnas de apoyo de saliente: 25x25.
Acero de refuerzo	Acero Longitudinal: 4 cabillas de 1/2". Estribos de 3/8" separados cada 20cms. Recubrimiento: 2cms
Espectro utilizado	Antúmano
Deficiencias estructurales	La vivienda se encuentra implantada sobre un terreno con pendiente elevada, por lo cual posee salientes que son sostenidos por columnas de hasta 2,5 m de altura, simulando una especie de piso blando. Algunos machones se encuentran separados a 4m entre sí.
Observaciones	Vivienda unifamiliar

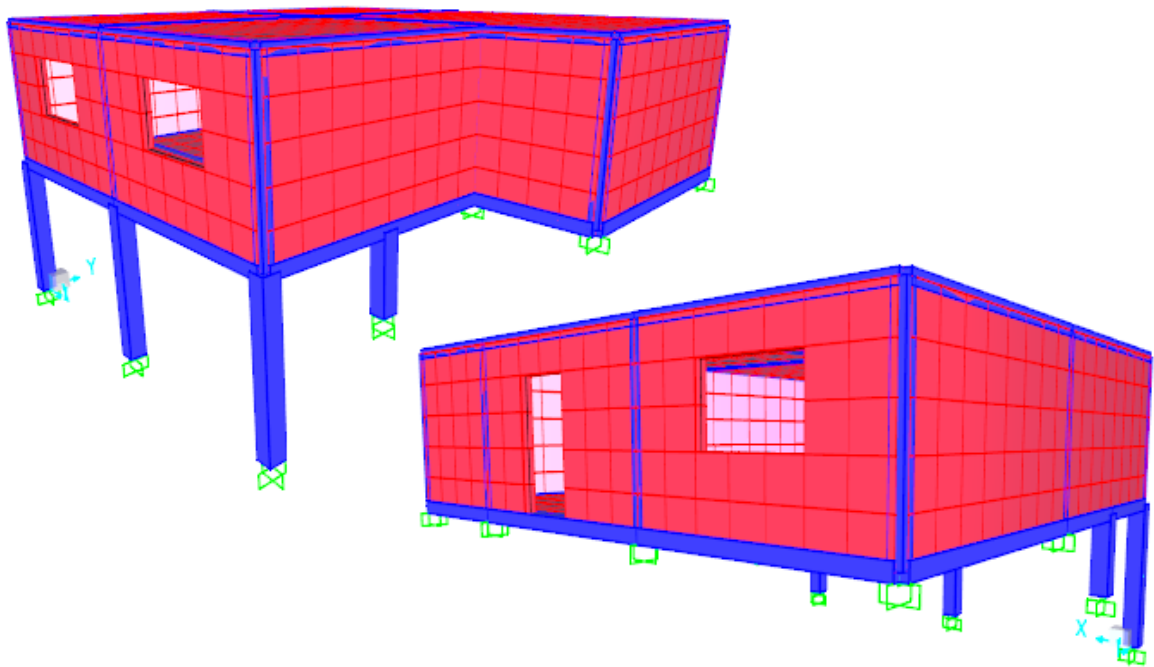


Figura 7-18: Modelo de vivienda #5 en SAP2000.

CAPÍTULO 8

RESULTADOS Y ANÁLISIS.

Encuesta realizada a expertos.

Tabla 8-1: Resultados del 1er bloque de Encuestas. Sobre la dosificación del Concreto.

		Dosis			Mezclado	Colocación
		Cemento	Agregado	Agua		
U C A B	Encuestado #1	1 saco	3 carretillas	1½ tobos	Manual	Vibrado
	Encuestado #2	1 saco	3 carretillas	2 tobos	Manual	Ambas
	Encuestado #3	1 saco	3 carretillas	2 tobos	Ambas	Vibrado
	Encuestado #4	1 saco	3 carretillas	2 tobos	Manual	Ambas
	Encuestado #5	1 saco	3 carretillas	1½ tobos	Manual	Ambas
	Encuestado #6	1 saco	3 carretillas	1½ tobos	Ambas	Vibrado
Barrio Chapellín	Encuestado #7	1 saco	3 carretillas	2 tobos	Manual	Vibrado
	Encuestado #8	1 saco	3 carretillas	2 tobos	Manual	Vibrado

Según los expertos, las dosificaciones de los materiales del concreto que suelen ser empleadas en la construcción de las viviendas de mampostería confinada son casi homólogas para un saco de cemento. El agregado necesario para el mezclado consiste en 3 carretillas, mientras que el agua necesaria varía en un rango de medio tobo, lo cual se traduce en un volumen de 8 litros aproximadamente.¹¹

¹¹ Se asume que un tobo que puede llevar hasta el tope 18 litros de agua es llenado aproximadamente un 85%. Es decir, de ahora en adelante 1 tobo = 16 litros.

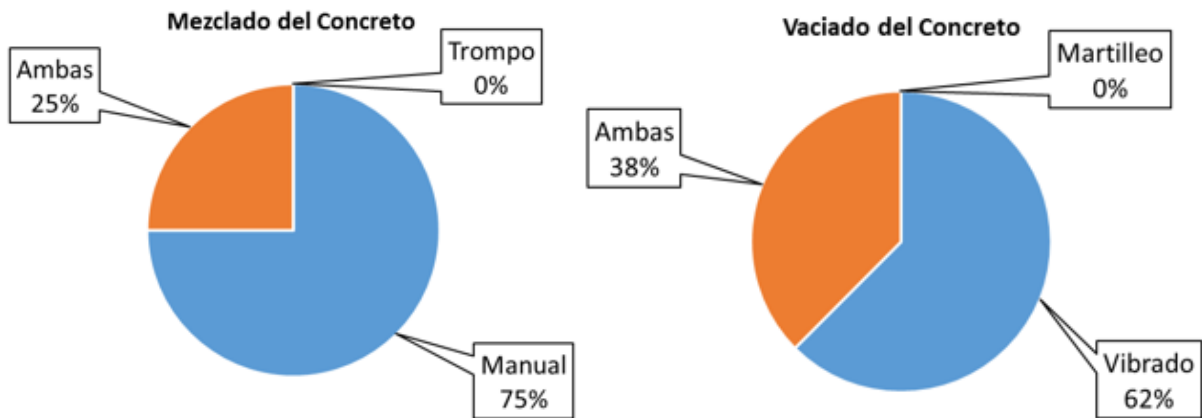


Figura 8-1: Gráfico de los Métodos habituales de mezclado y vaciado del concreto en porcentajes resultantes de encuestas.

El 75% de los encuestados afirma que el método usual de mezclado de concreto es manual, y señala que el motivo por el cual es el más empleado en este tipo de construcciones no radica en que la mezcla resultante sea mejor, sino más bien en la escasa factibilidad de poder mezclar el concreto con trompo. En la mayoría de los casos no se cuenta con la maquina ni con el espacio físico para que esta opere.

Tabla 8-2: Resultados del 2do bloque de Encuestas. Sobre la estructuración de la vivienda.

		Luces típicas (m)	Dimensiones de los machones (m)	Altura típica (m)	Tipo de Losa
U C A B	Encuestado #1	3	15x20	3	Perfiles y tabelones
	Encuestado #2	3	15x20	3	Cualquiera
	Encuestado #3	2	15x15	2,5	Cualquiera
	Encuestado #4	3	15x20	3	Cualquiera
	Encuestado #5	3,5 a 4	15x15 ó 15x20	2,5	Cualquiera
	Encuestado #6	3,5	15x15	3	Perfiles y tabelones
Barrio Chapellín	Encuestado #7	4	15x15	3	Cualquiera
	Encuestado #8	4	15x15	2,5	Cualquiera

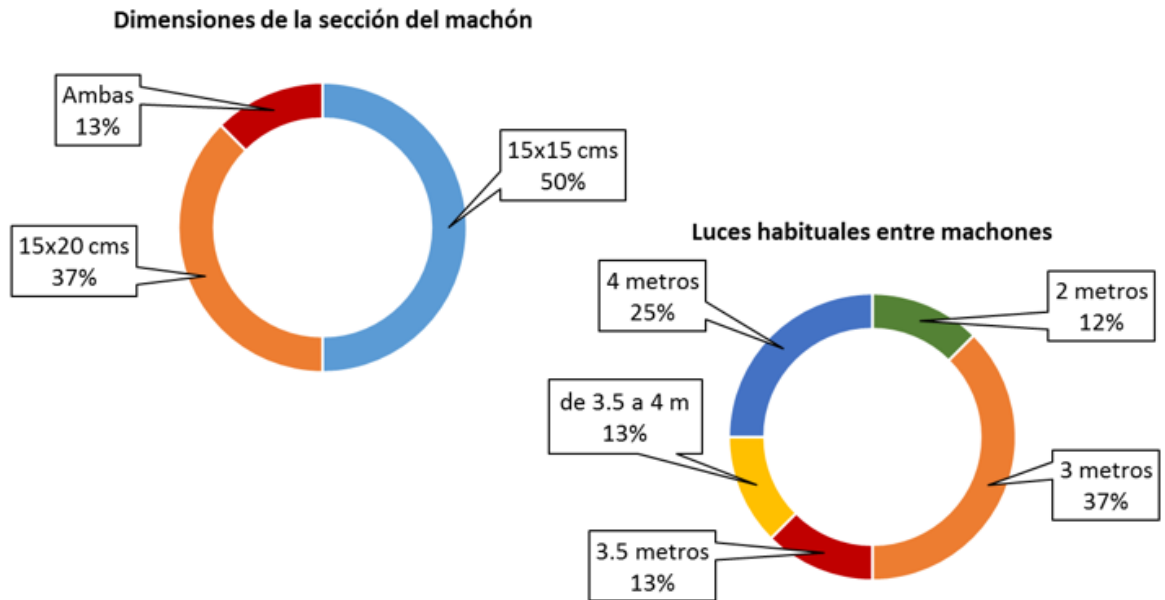


Figura 8-2: Gráfico de las Dimensiones de sección de machón y luces entre machones de uso habitual.
Porcentajes resultantes de encuestas.

Todos los encuestados afirman que por lo menos una de las dimensiones del elemento de confinamiento debe coincidir con el espesor bruto del bloque de arcilla. Con respecto a la otra dimensión, la mitad de los encuestados afirma que las dimensiones del machón deben ser homólogas en ambas direcciones puesto que los estribos suelen ser cuadrados, un 37% de los encuestados afirma que el machón debe ser de 15x20 cm, mientras que el resto opina que es común encontrar cualquiera de las dos dimensiones. Menos consenso parece haber en cuanto a las distancias habituales entre machones; 49% de los entrevistados está de acuerdo en que suele ser de 2 ó 3 m, lo cual está dentro del máximo permisible para bloques de 15cm de espesor según la normativa del MOP de 1955. El resto de los entrevistados sitúa la distancia habitual entre machones por encima del límite máximo de 3m, llegando a haber hasta un 25% de constructores que consideran normal la presencia de luces de hasta 4m.

Tabla 8-3: Resultados del 2do bloque de Encuestas. Fundaciones.

		Fundaciones		
		Tipo	Medidas (m)	Profundidad
U C A B	Encuestado #1	Zapata	1x1	35 cm
	Encuestado #2	Zapata	0,8x0,8	varía
	Encuestado #3	Zapata	0,6x0,6	Máximo 1m
	Encuestado #4	Zapata	0,8x0,8	varía
	Encuestado #5	Zapata	1x1	varía
	Encuestado #6	Zapata	0,6x0,6	varía
Barrio Chapellín	Encuestado #7	Zapata	0,75x0,75	50 cm
	Encuestado #8	Zapata	0,75x0,75	50 cm

Propiedades mecánicas del concreto

Tabla 8-4: Relaciones agua/cemento obtenidas a partir de las dosificaciones típicas resultantes de las encuestas a constructores. (Ver tabla 8-1)

	Kg de Cemento	Tobos de Agua	Litros de Agua	Relación Agua/Cemento ^[1]
Encuestado #1	42.5	1.5	24	0.564705882
Encuestado #2	42.5	2	32	0.752941176
Encuestado #3	42.5	2	32	0.752941176
Encuestado #4	42.5	1.5	24	0.564705882
Encuestado #5	42.5	1.5	24	0.564705882
Encuestado #6	42.5	1.5	24	0.564705882
Encuestado #7	42.5	2	32	0.752941176
Encuestado #8	42.5	2	32	0.752941176
PROMEDIO				0.658823529

^[1]Cálculo realizado con Ecuación (7-1)

Tabla 8-5: Relaciones agua/cemento obtenidas a partir de las dosificaciones propuestas por el manual del constructor popular del Arquitecto Luis López (Dosificaciones teóricas). (Ver Tabla 7-2)

Proporción	Sacos de Cemento	Peso del Cemento (Kg)	Litros de Agua	Relación Agua/Cemento ^[1]
1 : 2 : 4	7,9	335,75	220	0,655
1 : 2,3 : 4,6	7	297,5	200	0,672
1 : 3 : 6	5,6	238	160	0,672
1 : 2,7 : 5,4	6	255	170	0,667
1 : 4	10,5	446,25	300	0,672
1 : 6	7,2	306	200	0,654
1 : 7	6,1	259,25	175	0,675
1 : 8	5,4	229,5	150	0,654
1 : 8,5	5	212,5	140	0,659
PROMEDIO				0.664444444
^[1] Cálculo realizado con Ecuación (7-1)				

Las relaciones agua/cemento obtenidas a partir de las mezclas de uso habitual por parte de los constructores de las viviendas de mampostería confinada promedian un total de 0,659. Mientras que las mezclas propuestas por el manual del constructor popular del Arquitecto Luis López consideradas como teóricas, se encuentran en el orden de 0,66. Esto significa que al interpolar las relaciones agua/cemento obtenidas en la Tabla 7-4 (Valores máximos de relación agua/cemento) tomada de la FONDONORMA 1753:2002, se obtiene para ambas dosificaciones una resistencia a la compresión f^c menor a 150 kgf/cm², es decir, se estaría aplicando un concreto pobre o en el límite inferior de lo que se consideraría un concreto liviano, y que se encuentra además, muy por debajo de la resistencia mínima a compresión del concreto estructural en zonas sísmicas, que es de 210 kgf/cm² (Ver Figura 8-3).

Tabla 8-6: Módulo de Elasticidad del concreto obtenido a partir de la Resistencia considerada.

Resistencia a la compresión del concreto f^c	150 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad E_c ^[1]	184936 kgf/cm ²
^[1] Cálculo realizado con Ecuación (7-2)	

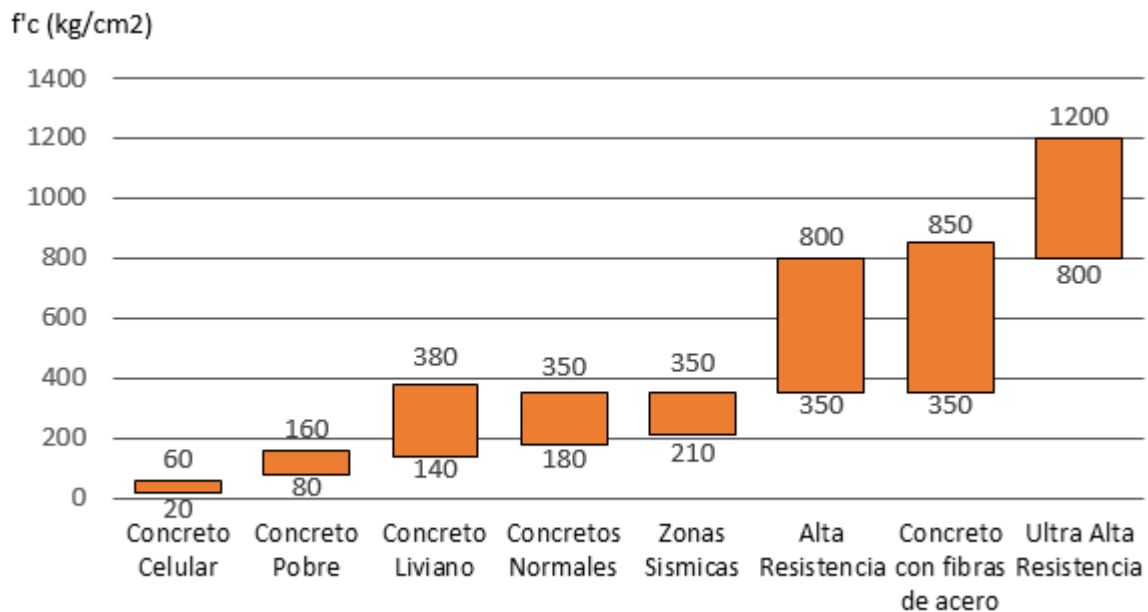


Figura 8-3: Gráfico de los Rangos de resistencias a la compresión de diferentes tipos de concreto. (Manual del Concreto Estructural, SIDETUR, Caracas.)

Propiedades mecánicas de los bloques huecos de arcilla.

Tabla 8-7: Resultados del Ensayo a compresión de bloques huecos de arcilla, realizado en el Laboratorio de Materiales de la UCAB.

Campo	Fecha de Ensayo	Carga de Rotura (kgf)	Dimensiones (cmxcm)	Área (cm ²)	Esfuerzo de compresión f'm (kgf/cm ²) [1]
EB2	17-04-15	7895	15X40	600	13.16
CH1	17-04-15	6483	15X30	450	14.41
SM1	17-04-15	5950	10X30	300	19.83
EB1	17-04-15	8643	15X40	600	14.41
SM2	17-04-15	5796	10X30	300	19.32
CH2	17-04-15	5950	15X30	450	13.22
CH4	17-04-15	5950	15X30	450	13.22
SM3	17-04-15	5336	10X30	300	17.79
PROMEDIO					15.67
[1] Cálculo realizado con Ecuación (7-3)					

El ensayo a compresión de bloques huecos de arcilla realizado en el Laboratorio de Materiales de la UCAB permitió determinar que solo un 33% de los bloques ensayados (Aquellos adquiridos en la Urbanización San Martín) cumplen con el límite mínimo establecido por la Norma COVENIN 2-78 para bloques destinados a paredes internas o que no soporten cargas (15 kgf/cm^2), sin embargo, en las viviendas de estudio estos bloques se utilizan en muros como elementos estructurales, por lo cual lo ideal sería que cumplieran con el límite mínimo establecido para bloques Tipo A (40 kgf/cm^2). Con una resistencia promedio obtenida de 15.67 kgf/cm^2 , los bloques actualmente ofertados en el Área Metropolitana de Caracas tienen una resistencia de 60% menos de lo que la norma estipula. (Ver Figura 8-4)

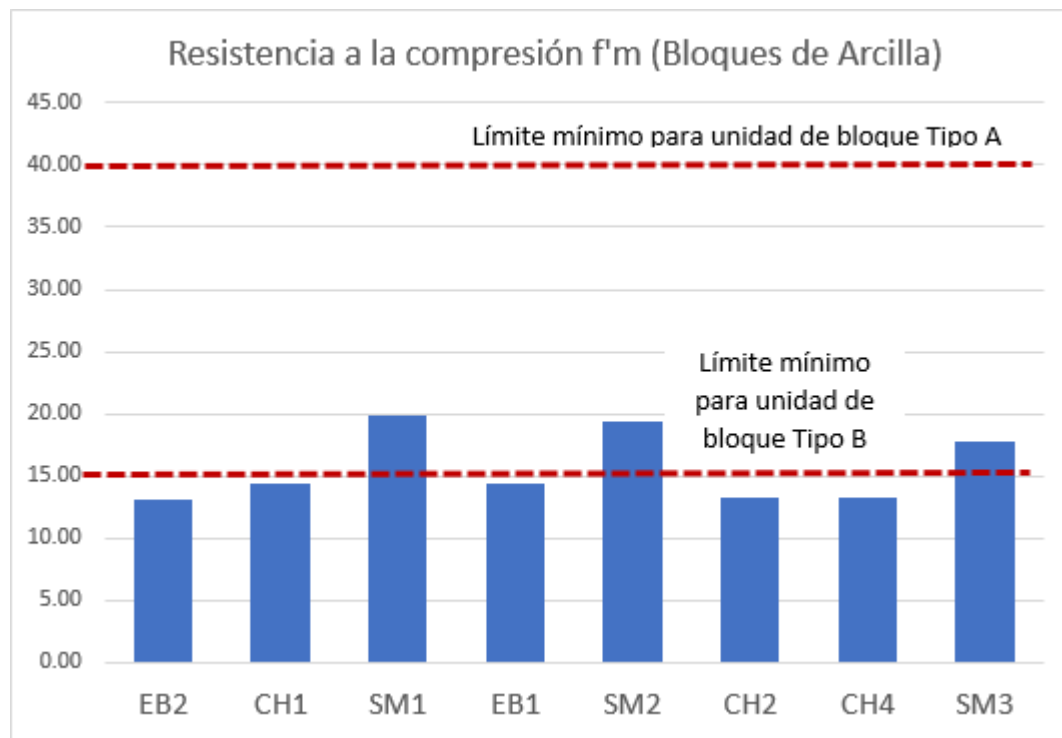


Figura 8-4: Gráfico de Comparación de las resistencias a la compresión obtenidas con los límites establecidos en la Norma COVENIN 2-78.

Tabla 8-8: Propiedades mecánicas de los bloques huecos de arcilla, calculadas a partir de la resistencia a la compresión obtenida mediante ensayos.

Campo	Esfuerzo de compresión $f'm$ (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad (Kgf/cm ²)				Módulo de Corte (Kgf/cm ²) [4]	Relación de Poisson [5]
		Perú [1]	México [2]	Colombia [3]	Promedio		
EB2	13.2	6579	7895	9869	8114	3246	0.25
CH1	14.4	7203	8644	10805	8884	3554	0.25
SM1	19.8	9917	11900	14875	12231	4892	0.25
EB1	14.4	7203	8643	10804	8883	3553	0.25
SM2	19.3	9660	11592	14490	11914	4766	0.25
CH2	13.2	6611	7933	9917	8154	3261	0.25
CH4	13.2	6611	7933	9917	8154	3261	0.25
SM3	17.8	8893	10672	13340	10968	4387	0.25
PROMEDIOS					9663	3865	0.25
^[1] Cálculo realizado con Ecuación (7-4) ^[2] Cálculo realizado con Ecuación (7-5) ^[3] Cálculo realizado con Ecuación (7-6) ^[4] Cálculo realizado con Ecuación (7-7) ^[5] Cálculo realizado con Ecuación (7-8)							

Tabla 8-9: Resistencia a la tracción de los bloques huecos de arcilla a partir de $f'm$

Resistencia a la compresión de los bloques $f'm$	15,67 kgf/cm ²
Resistencia a la tracción de los bloques	1,6 kgf/cm ² ^[1]
^[1] 10% $f'm$	

Evaluación estructural en SAP2000.

Comportamiento actual de las viviendas.

A continuación se muestran los resultados de las viviendas al ser sometidas únicamente a cargas estáticas (permanentes y variables) mayoradas según la combinación de carga más desfavorable para este caso, denominada UDCON2 (Ecuación 7-11). Las figuras se encuentran esquematizadas de la siguiente manera:

- El color amarillo representa el rango de esfuerzo de tracción permisible.
- El color azul representa el rango de esfuerzo de compresión permisible.
- Los colores rojo y verde representan la falla de los elementos por tracción y compresión respectivamente.

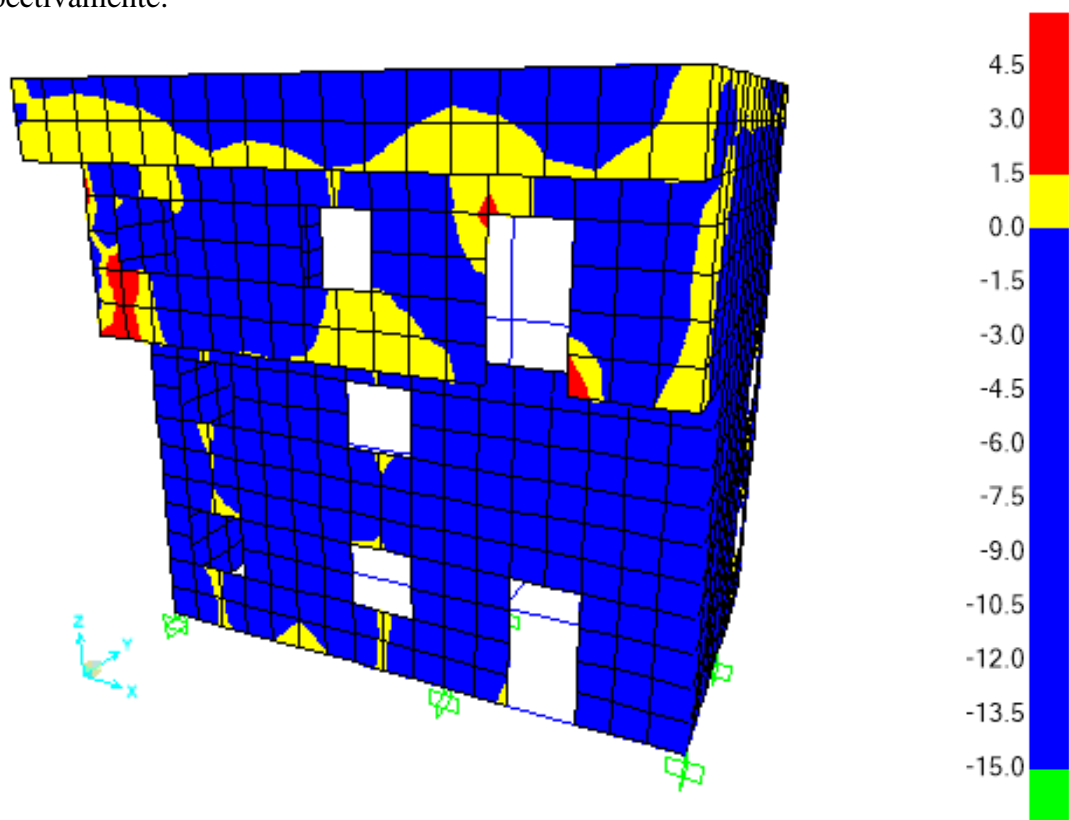


Figura 8-5: Concentración de esfuerzos en vivienda #1 sin considerar sismo. (Escala en Kgf/cm^2)

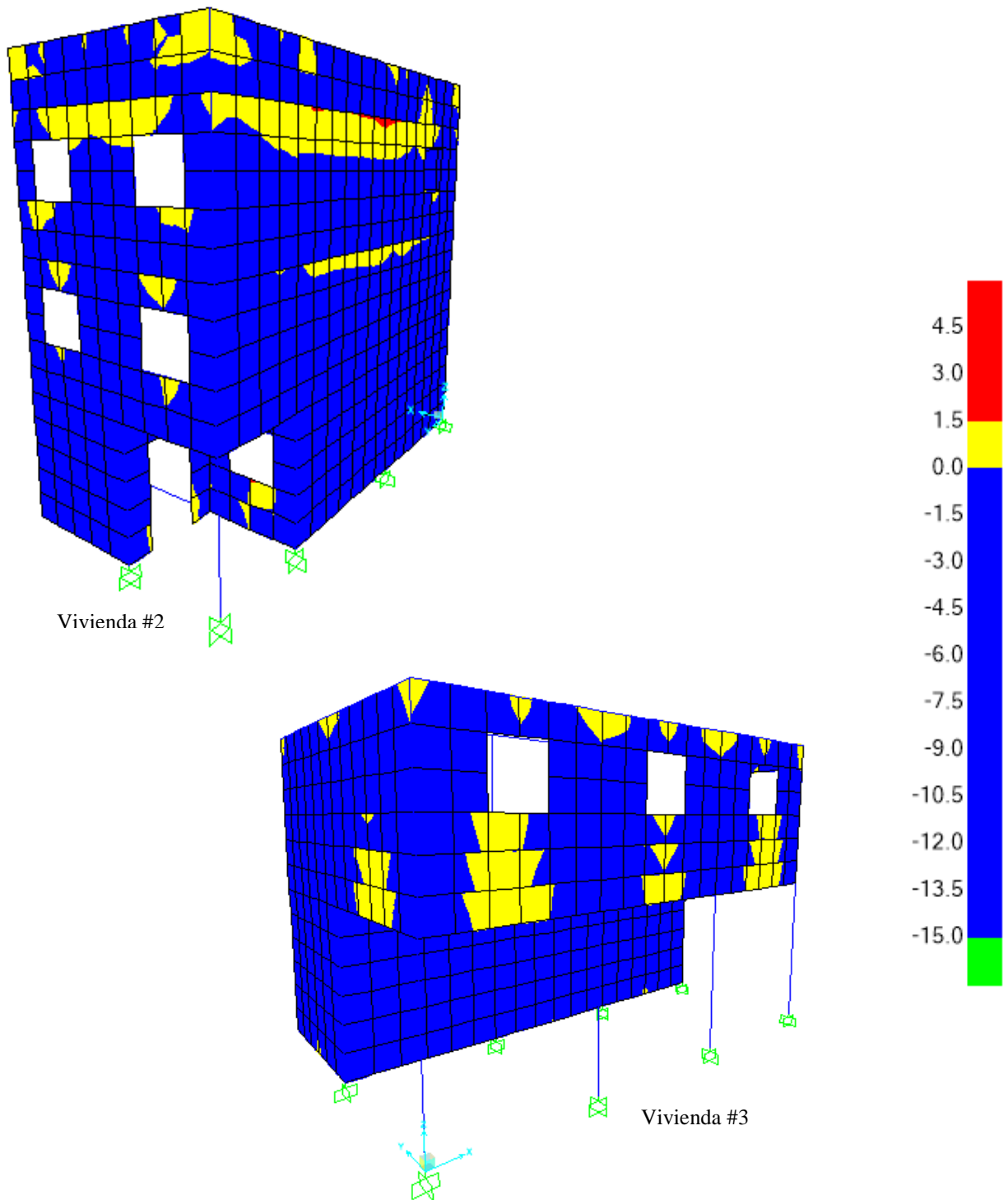


Figura 8-6: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #2 y #3 sin considerar sismo. (Escala en Kgf/cm^2)

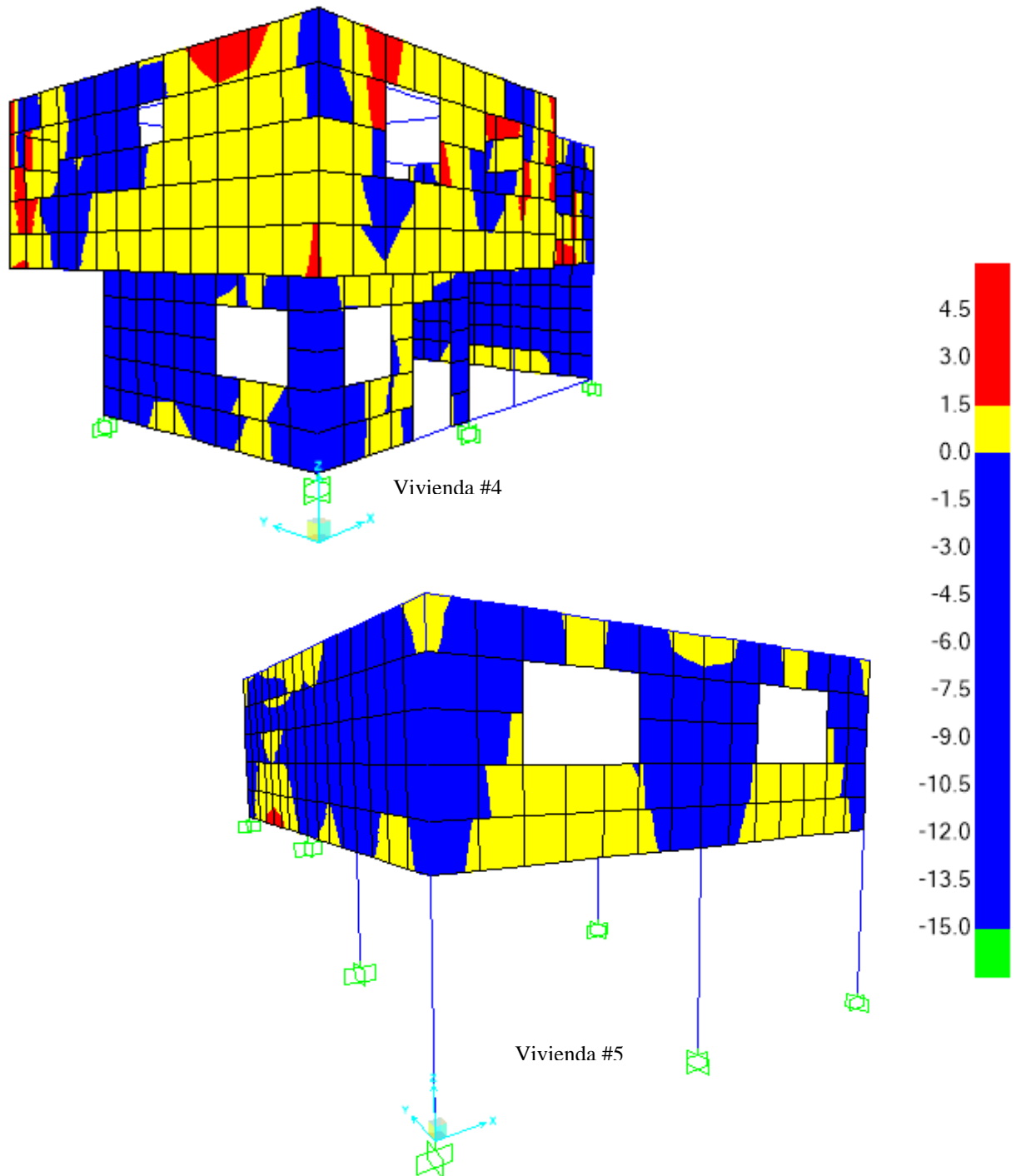


Figura 8-7: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #4 y #5 sin considerar sismo. (Escala en Kgf/cm^2)

Las concentraciones resultantes de esfuerzos en los muros de mampostería demuestran que los mismos son capaces de soportar las cargas estáticas asignadas, lo cual tiene sentido dado que desde un punto de vista exclusivamente estructural, las viviendas son estables, es decir, son capaces de mantenerse en pie al ser sometidas a acciones cotidianas, hecho que se puede confirmar por simple inspección en el valle de Caracas.

Los elementos que se encuentran en rangos no permisibles representan únicamente a zonas de falla por tracción, sin embargo, son tan poco considerables la cantidad de elementos en donde estas ocurren y las magnitudes de los esfuerzos que las producen, que las fallas se ven representadas en el bloque en forma de fisuras o grietas, en lugar de colapso. En la práctica, las fallas gravedad leve suelen ser subsanadas cubriéndolas con mortero.

Comportamiento de las viviendas bajo acciones sísmicas.

Al someter las viviendas a cargas estáticas (permanentes y variables) y a cargas accidentales debidas al sismo, la respuesta estructural del conjunto, a pesar de las diferentes configuraciones geométricas, se mantuvo constante; todas las viviendas alcanzan la falla por tracción en casi la totalidad de los muros de mampostería, mientras que los pocos elementos sometidos a esfuerzo de compresión reportan valores inferiores a 1 Kgf/cm^2 .

A continuación se muestran los resultados de las viviendas según la combinación de carga más desfavorable para el caso que incluye las acciones sísmicas, denominada UDCON3 (Ecuación 7-12).

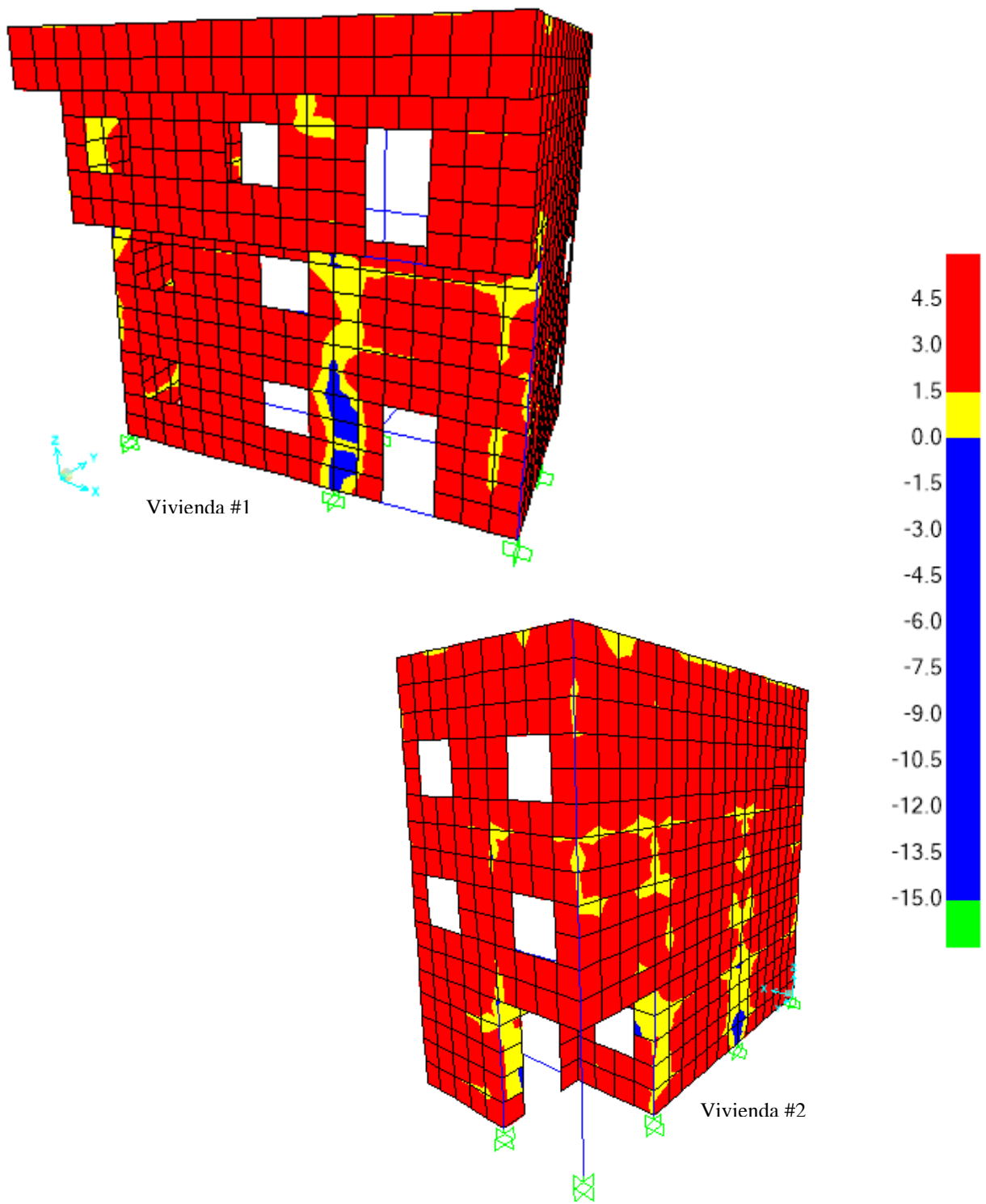


Figura 8-8: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #1 y #2 considerando sismo. (Escala en Kg/cm^2)

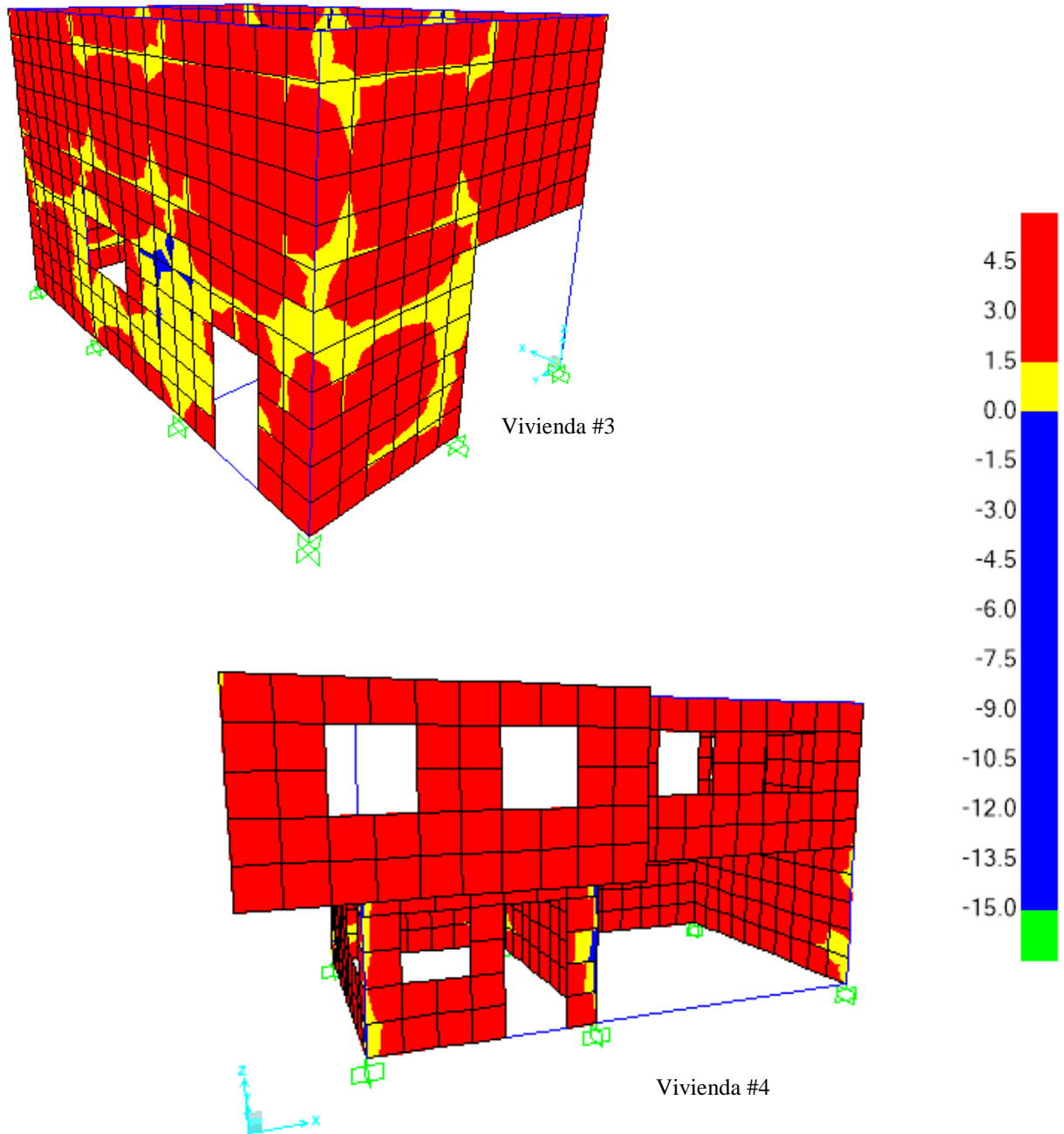


Figura 8-9: Concentraciones de esfuerzos en viviendas #3 y #4 considerando sismo. (Escala en Kg/cm^2)

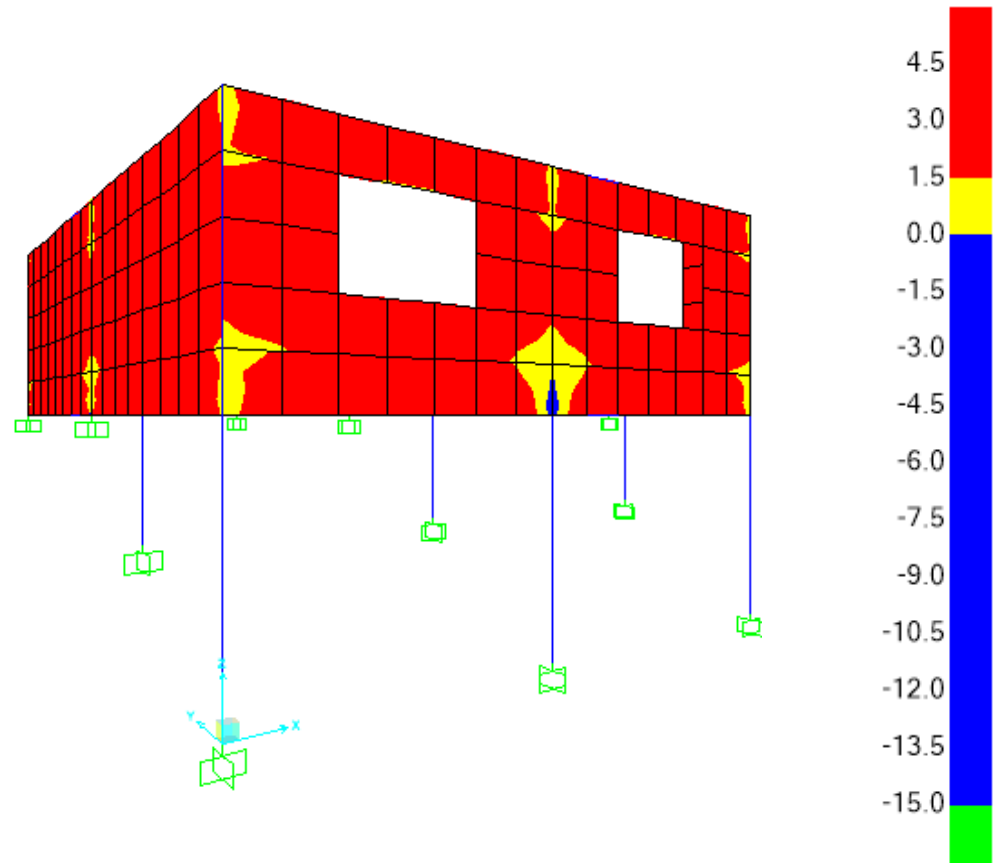


Figura 8-10: Concentración de esfuerzos en vivienda #5 sin considerar sismo. (Escala en Kgf/cm^2)

Distribuciones de esfuerzos normales.

Las mayores distribuciones de esfuerzos a tracción se verifican para el centro de los muros confinados, aumentando gradualmente a medida que se acercan a la intersección de las diagonales del paño de confinamiento. La aplicación de fuerzas laterales conlleva al obligatorio alargamiento y por ende, al agrietamiento de los elementos que conforman estas diagonales. Son elevados también los esfuerzos de tracción producidos en la intersección de los muros con las losas y las vigas corona, principalmente por la transmisión de esfuerzos producto de las cargas que actúan sobre los diafragmas horizontales.

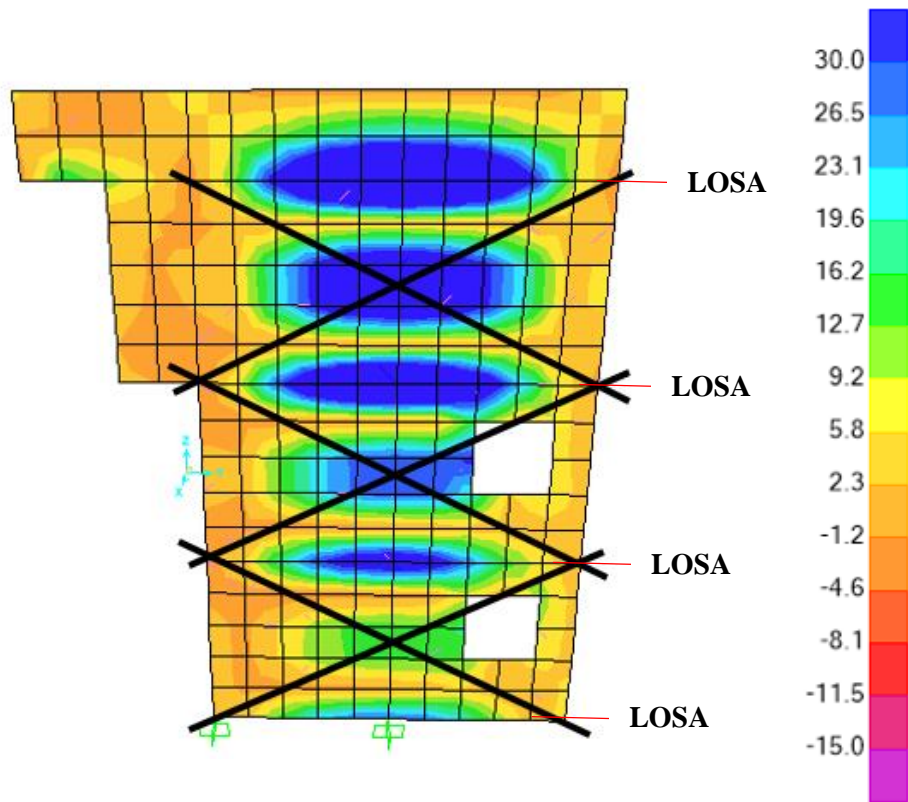


Figura 8-11: Concentración de esfuerzos a tracción en fachada lateral de vivienda #1. (Escala en Kg/cm^2)

En la Figura 8-11 se puede cotejar la diferencia entre las magnitudes de los esfuerzos de tracción que se producen en las diagonales del paño de confinamiento en luces de tres metros (límite establecido por el MOP en 1955 para muros de bloque de 15 cms), con respecto a los esfuerzos producidos en luces que alcanzan los cinco metros.

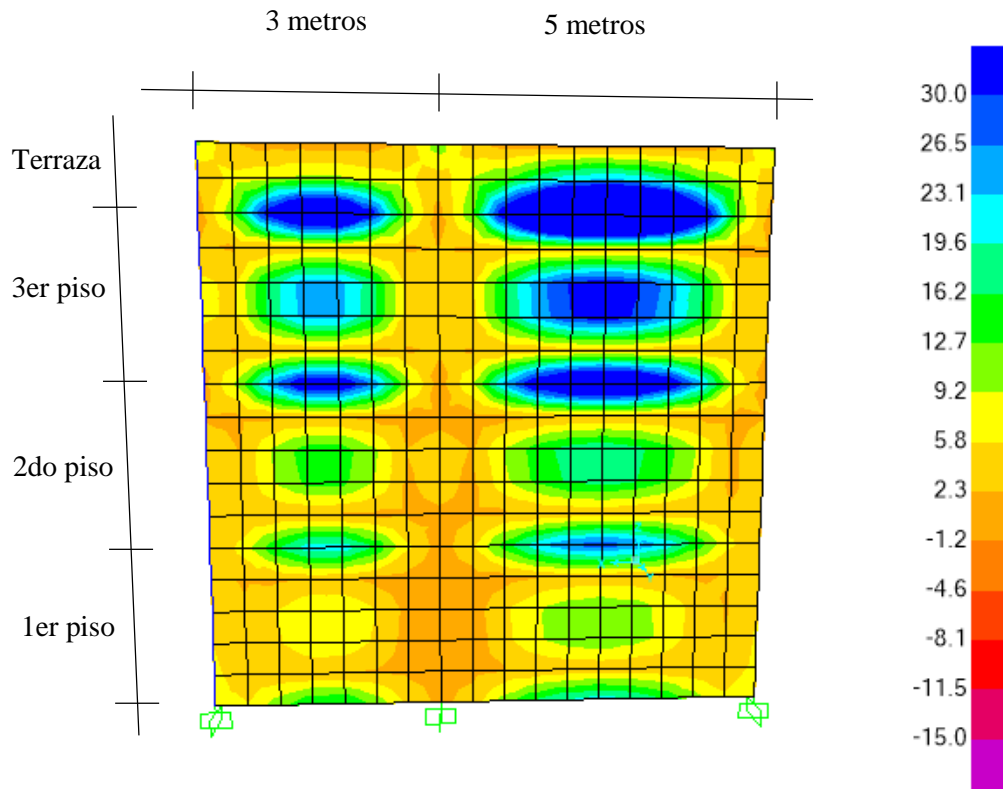


Figura 8-12: Esfuerzos de tracción en pórticos de 3 y 5 metros. Vivienda #1.

Para un paño de 3m de distancia entre machones se obtienen tracciones máximas de 45 kgf/cm^2 , mientras que para el paño de 5m las tracciones máximas son de 70 kgf/cm^2 , lo cual representa una diferencia de 35% y por ende, una isla de esfuerzos más grande que provoca la falla de más elementos. Se observa también el incremento de los esfuerzos a medida en que se va aumentando la cantidad de pisos, comprobando de esta manera que la asimilación del efecto de un sismo se traduce en fuerzas estáticas horizontales que aumentan su magnitud proporcionalmente con la altura de la estructura.

La variación en la distribución de esfuerzos por la presencia de aberturas en el muro como puertas o ventanas depende directamente de la ubicación de las mismas con respecto al paño de confinamiento. Las fallas que se producen en ventanas que se encuentran ubicadas en el centro del muro tienden a seguir la misma dirección que las diagonales (caso 1), mientras que cuando las ventanas se encuentran en sitios lejanos al centro, o en caso de haber más de dos ventanas en el mismo muro, la distribución de esfuerzos es más dispar, no obstante, las grietas que parten de las aristas más cercanas a los elementos confinantes también se dirigirán hacia la diagonal (caso 2).

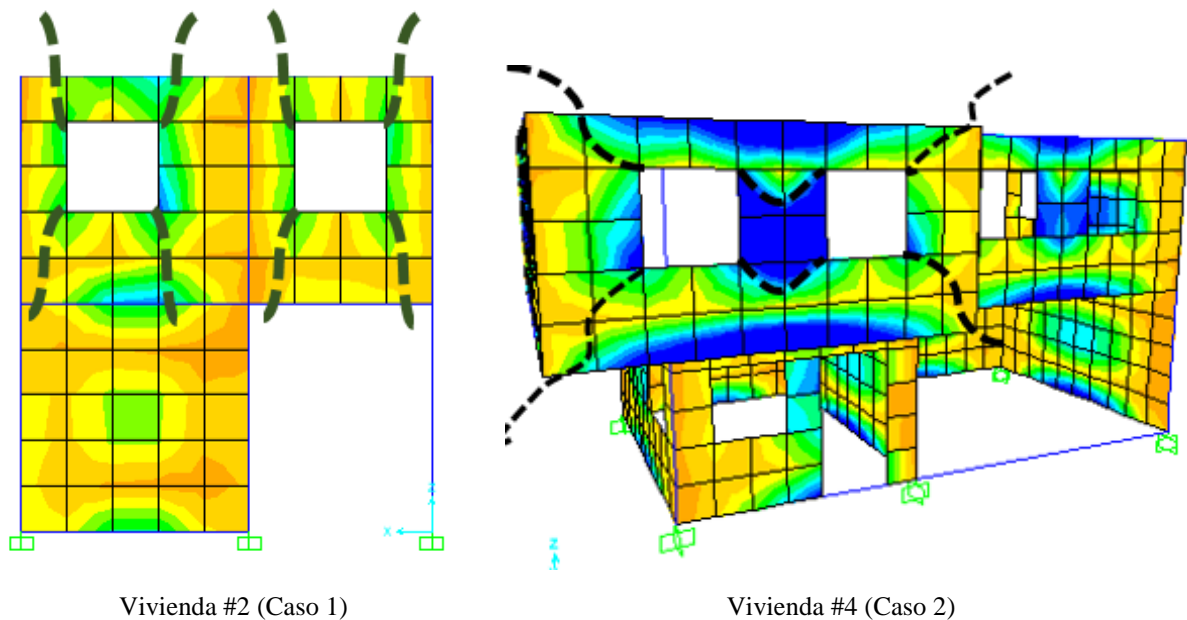


Figura 8-13: Distribución de esfuerzos y grietas en presencia de aberturas.

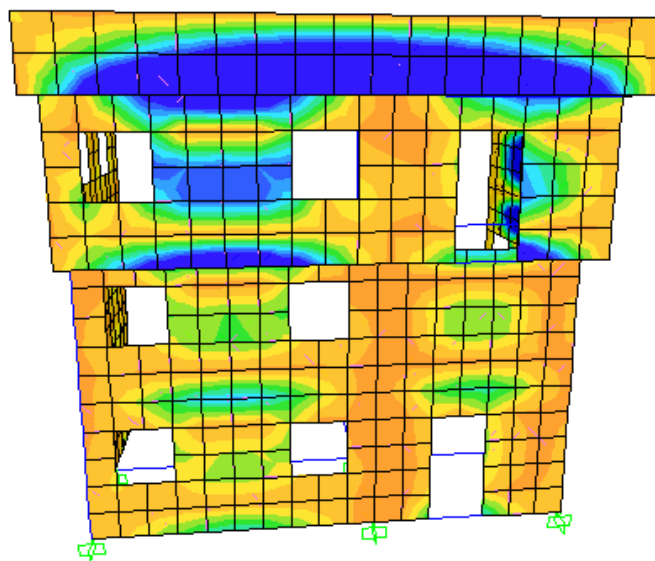


Figura 8-14: Alta concentración de esfuerzos de tracción en volado. Vivienda #1.

Distribución de Momentos

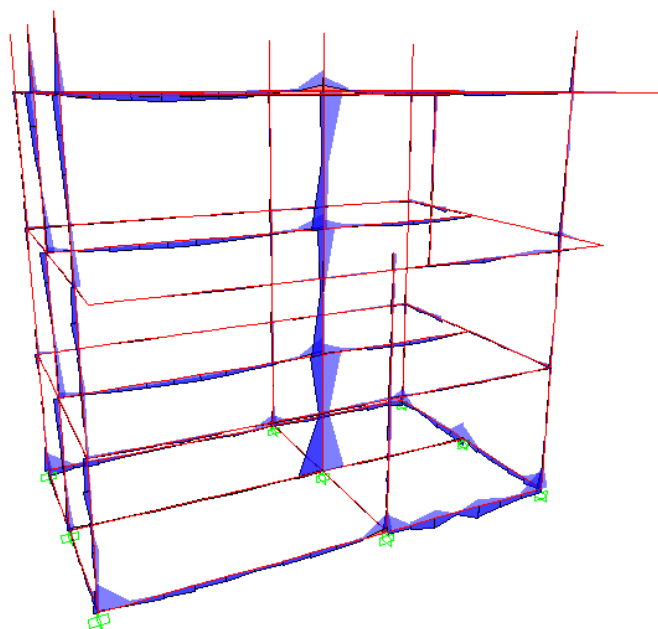


Figura 8-15: Diagramas de momentos en miembros de confinamiento y pórticos centrales de vivienda #1.

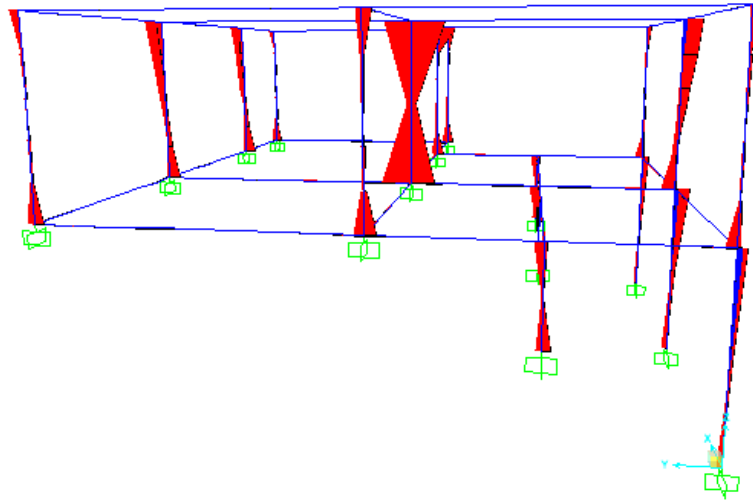


Figura 8-16: Diagramas de momentos en miembros de confinamiento y pórticos centrales de viviendas #5.

En las figuras anteriores se pueden observar lo considerables que son los diagramas de momento de las columnas de los pórticos centrales en comparación con los momentos a los que están sometidos los elementos confinantes. Esto se debe a que los muros de cortante absorben un gran porcentaje de los momentos, lo cual trae como ventaja que las áreas de acero requeridas por dichos marcos sean muy bajas con respecto a otros tipo de secciones de concreto reforzado, como por ejemplo, las columnas de los pórticos centrales de ambas viviendas.

Un caso en el que se puede observar la variación de los momentos actuantes en un machón por causa de la interacción entre los elementos de mampostería con el mismo, ocurre durante un efecto de columna corta; Los momentos actuantes en los extremos libres de las columnas se disparan en comparación con el tramo de columna confinado por los bloques. En las siguientes figuras se pueden observar los diagramas de corte y de momento para la fachada de la vivienda #2.

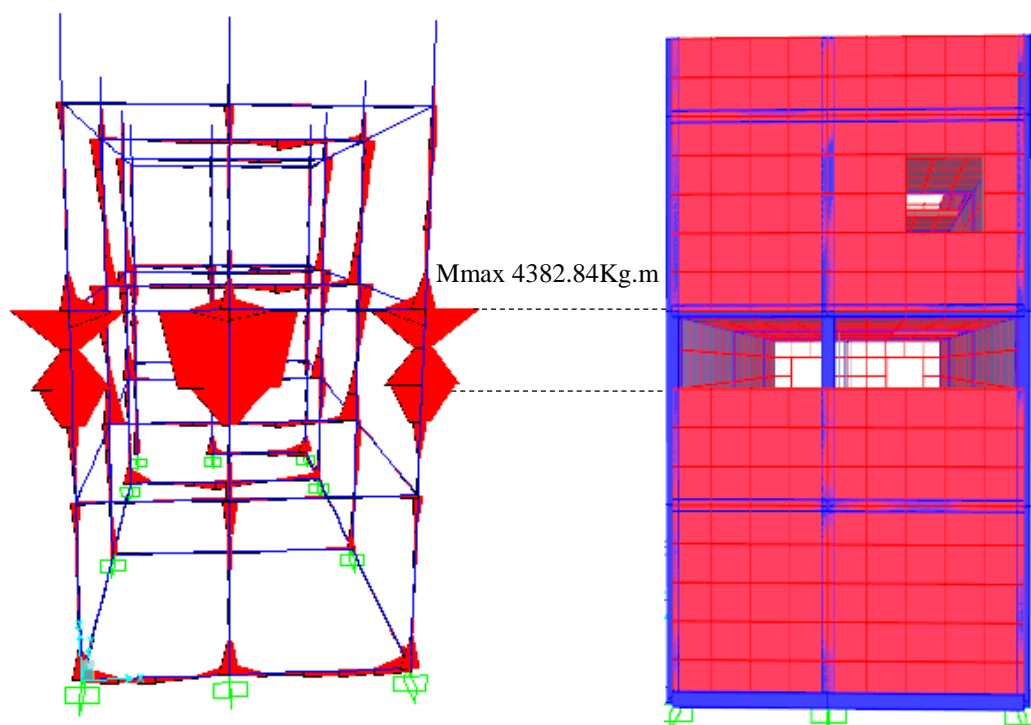


Figura 8-17: Diagramas de momentos en fachada con Columna Corta. Vivienda #2.

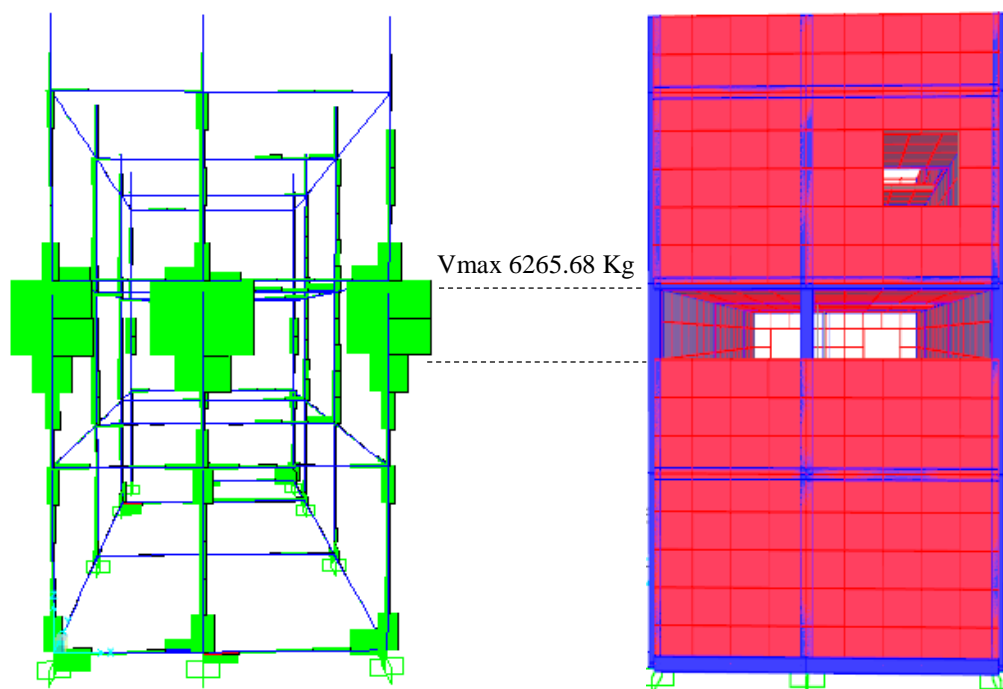


Figura 8-18: Diagramas de corte en fachada con Columna Corta. Vivienda #2.

Análisis de esfuerzos cortantes

Tabla 8-10: Muros considerados para el análisis de esfuerzo cortante.

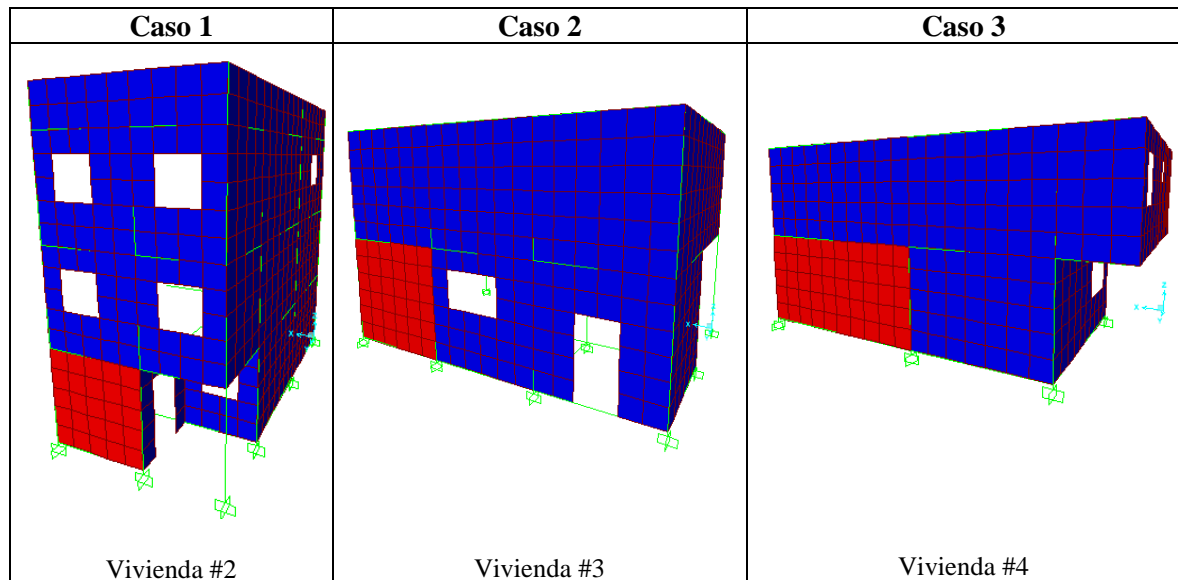


Tabla 8-11: Esfuerzo cortante en la base de los muros producto de acciones sísmicas.

Número de Caso	Dimensiones del paño confinante (m)	Relación de esbeltez (e)	Esfuerzo cortante admisible ^[1] (Kgf/cm ²)	Esfuerzo de corte actuante (Kgf/cm ²)	Porcentaje de excedencia	Estado
2	2.5 x 2.5	1	1.85	8.36	351%	Falla
3	3 x 3	1	1.74	2.36	36%	Falla
4	5x2.5	0.5	0.97	4.84	399%	Falla

^[1] Valores calculados haciendo uso de la Ecuación (7-9)

Al evaluar el esfuerzo cortante en la base de los muros se observa que bajo efectos espectrales, ningún muro soporta la carga cortante aun cuando la edificación tiene mayor cantidad de pisos; este aspecto contribuye desde el punto de vista de añadir peso al muro pero es insuficiente al compararse con el esfuerzo actuante. Se nota además, que a medida en que el muro es más largo, su capacidad de soportar esfuerzo cortante disminuye, traduciéndose en la presencia de fallas mucho más rápido.

Capacidad de elementos confinantes.

Al realizar el chequeo del diseño de elementos *frames* (machones del paño confinante y de las columnas de los pórticos centrales), se evidencia como la fórmula de interacción arroja valores superiores a 1 los radios de interacción de la mayoría de estos elementos son mayores a 1. Esto indica que los momentos flectores y las cargas axiales a las cuales están sometidos estos elementos, producto de las acciones del sismo, son mayores a los máximos que pueden soportar.

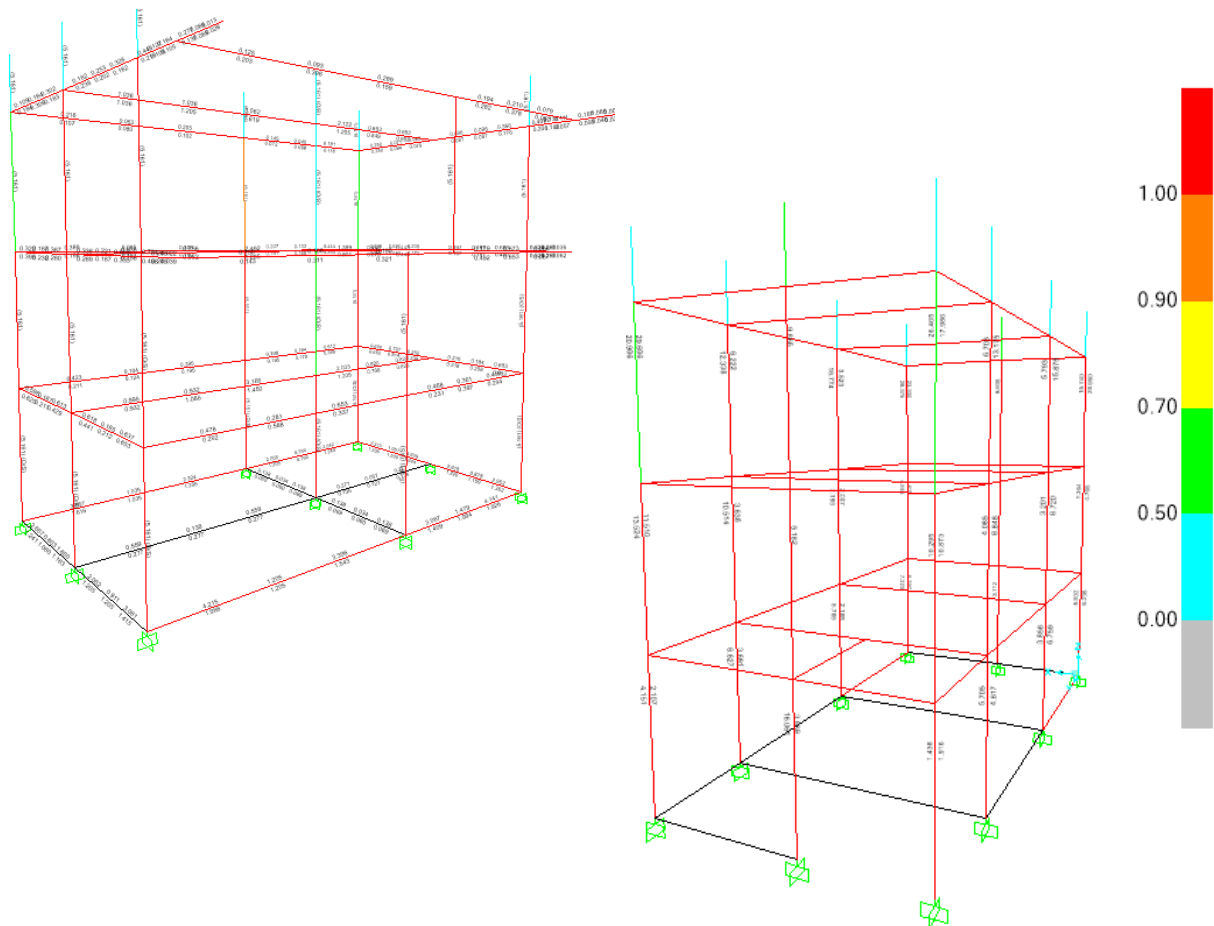


Figura 8-19: Valores de interacción en elementos como vigas o columnas para viviendas #1 y #2.

Tabla 8-12: Valores de interacción.

Vivienda	Cantidad de machones y columnas	Cantidad de elementos que exceden la fórmula de interacción	Porcentaje de elementos excedidos	Mayor valor de interacción
#1	30	19	63,33%	2,84
#2	40	28	70%	11,11 (columna corta)
#3	24	14	58,33%	2,39
#4	12	11	91,66%	3,96
#5	17	8	47%	1,56

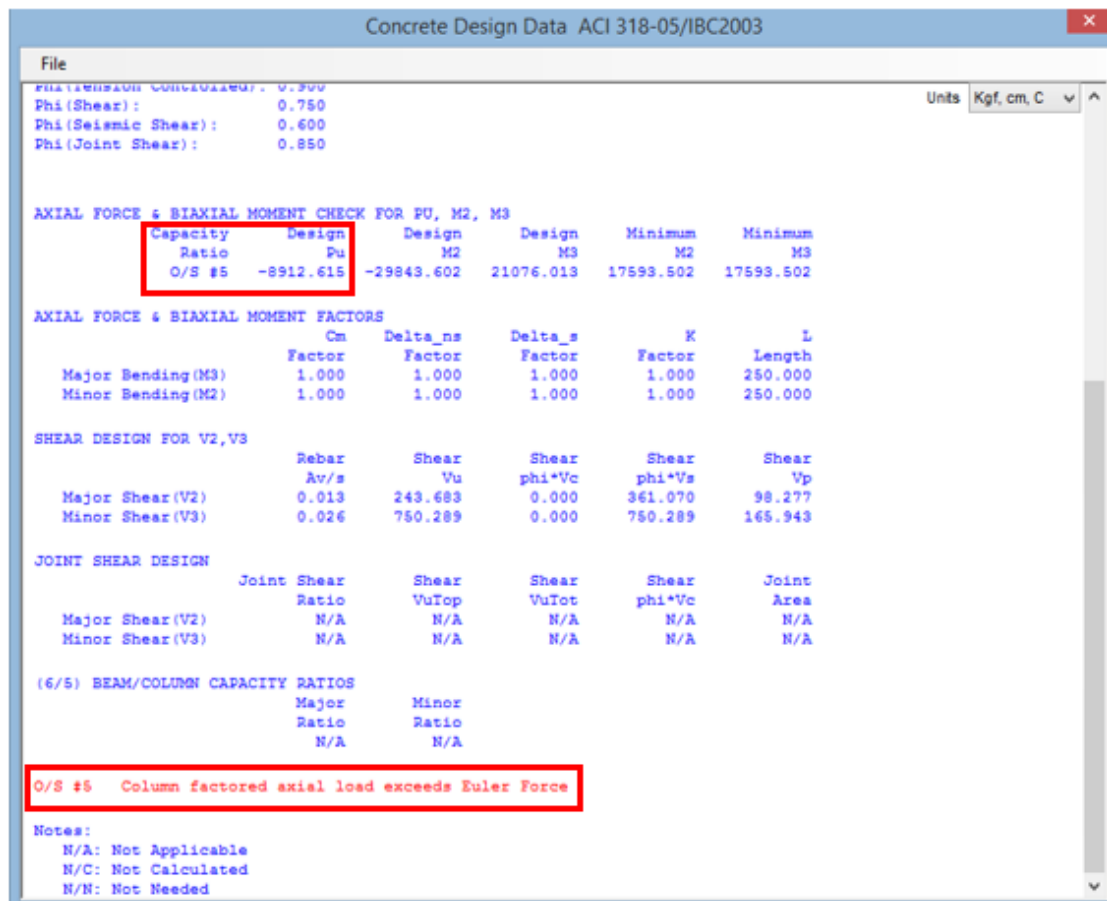


Figura 8-20: Efecto de pandeo reportado por SAP2000.

El chequeo de algunos de los elementos indica también que la carga axial que estos soportan es mayor a la carga crítica de Euler, esto significa que se genera pandeo. Este efecto produce una flexión adicional del elemento y una disminución importante en la resistencia a compresión del mismo. La longitud de la pieza, pobres propiedades del material, su reducida sección transversal y malas condiciones de unión, vinculación o sujeción en los extremos, son factores que disminuyen la carga crítica de Euler, aumentando las posibilidades de que la fuerza axial a la cual están sometidos los elementos sea mayor con respecto a la primera.

Tabla 8-13: Pandeo local

Vivienda	Cantidad de machones y columnas	Cantidad de elementos con pandeo	Porcentaje de elementos con pandeo
#1	30	7	23%
#2	40	7	17.5%
#3	24	6	25%
#4	12	4	33.3%
#5	17	0	0%

Análisis adicional de la estructura (modelo progresivo de falla manual)

Al realizar la evaluación dinámica no lineal de la vivienda bajo la acción del acelerograma se comenzaron a observar esfuerzos de tracción desde el segundo 0, esto debido a que el acelerograma comienza, por muy pequeño que sea, con un valor de aceleración del terreno distinto a 0 (0.001428g). Sin embargo, estos esfuerzos iniciales se encuentran concentrados en su mayoría en el área del volado ubicado en la planta alta de la edificación, por lo que no representan un daño considerable de la estructura.

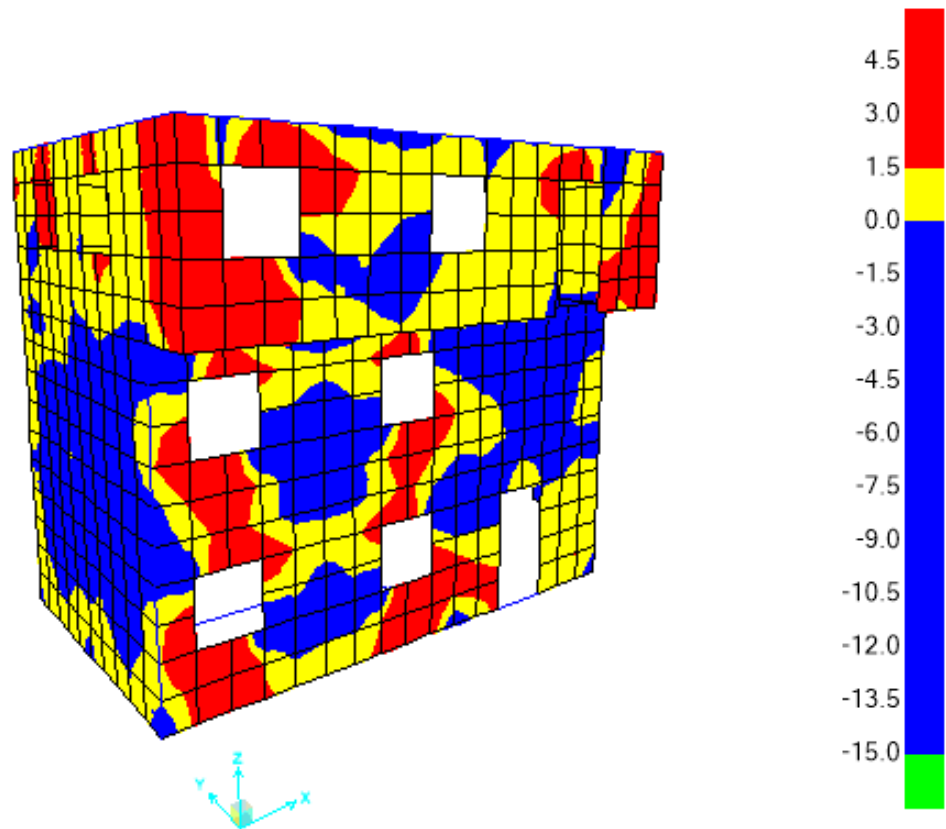


Figura 8-21. Distribución de esfuerzos para tiempo igual a 0s. Tracciones y compresiones máximas de falla (Smax)

A continuación se muestra la vivienda modificada progresivamente y los esfuerzos registrados en los elementos correspondientes a tiempo real, antes y después de retirarse.

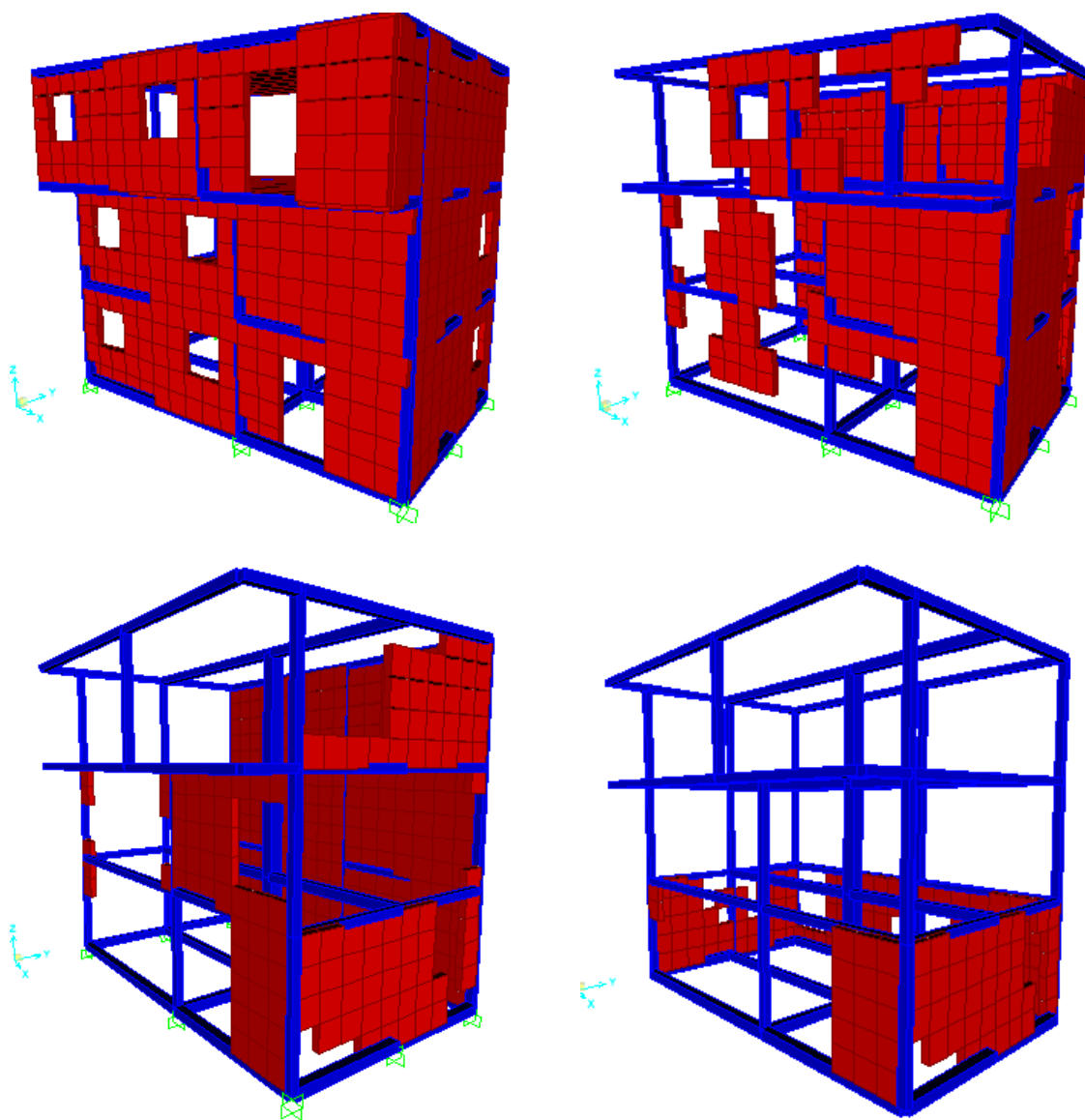
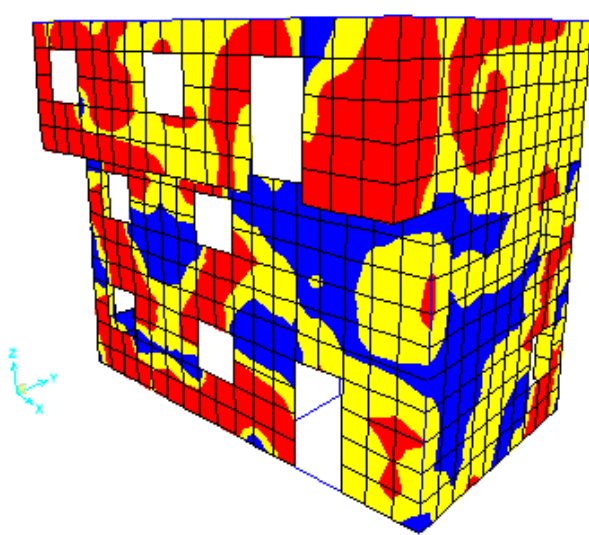
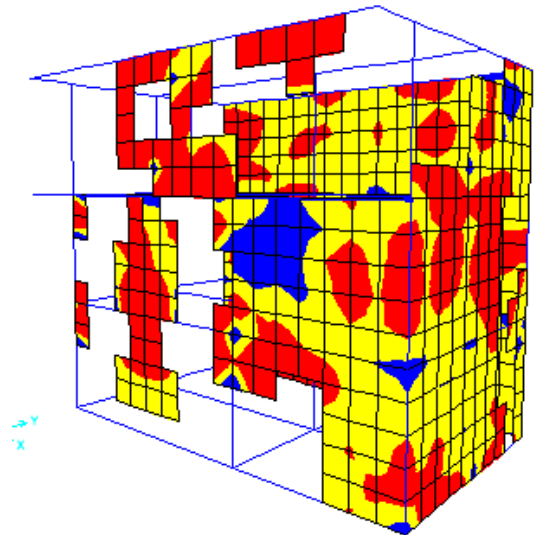


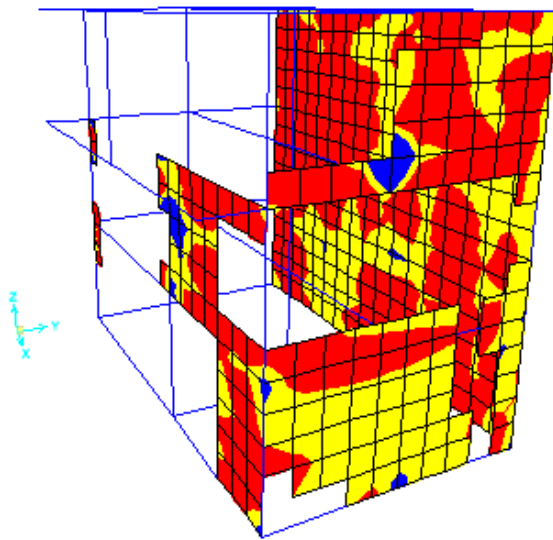
Figura 8-22: Desprendimiento progresivo de elementos de mampostería durante la duración del sismo “El Centro”.



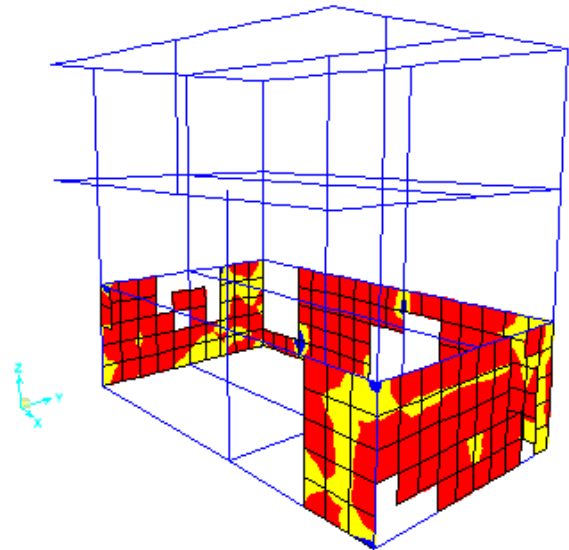
Caso 1) Pico $A_0 = -0.020g$ en el segundo 0.87



Caso 2) Pico de $A_0 = 0.050g$ en el segundo 0.95



Caso 3) Pico de $A_0 = -0.08g$ en el segundo 1.2



Caso 4) Pico de $A_0 = 0.12g$ en el segundo 1.4

Figura 8-23: Esfuerzos registrados en los elementos a tiempo real.

Losas y caras posteriores (YZ y XZ) removidas de la vista para facilitar la comprensión visual de las fallas en las caras escogidas.

En el caso 1 de la Figura 8-23 se observa el colapso, casi en su totalidad, de los muros en volado y el comienzo del colapso de los bloques inferiores del muro de la fachada XZ de la planta baja; en el caso 2 la ausencia de las áreas descartadas del caso anterior induce el colapso total de la fachada en volado en un pico de aceleración de 0.050g aproximadamente, y además induce el colapso total del muro de la fachada XZ de la planta baja y un considerable colapso de la parte posterior de la vivienda. En el caso 3 se representa la falla total de las plantas 1 y 2 de la edificación y una falla considerable en la planta baja.

En el caso 4 se observa que para el acelerograma especificado (El Centro), la estructura alcanza su colapso total por tracción cuando el suelo presenta una aceleración de 0.1244g, lo cual se asemeja a la aceleración máxima del terreno en el sismo de 1967 propuesta por los Ingenieros Alfredo J. Urich B. y Oscar A. López, la cual es del orden de 0,13g, de dos a tres veces menor a la prevista en las normas vigentes. (Maglione ,2010)

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES

Al determinar las resistencias a la compresión de los materiales usados por los constructores populares se evidencian resultados que se encuentran debajo de los límites mínimos permisibles por las normativas venezolanas; En el caso de los bloques huecos de arcilla ofertados en distintos comercios del Área Metropolitana de Caracas, se obtuvo una resistencia promedio de 15,67 kgf/cm² contra un límite mínimo para bloques destinados a paredes estructurales de 40 kgf/cm² según la norma COVENIN 2-78. Altas dosificaciones agua/cemento de las mezclas de concreto son necesarias para facilitar el mezclado manual, las mismas justifican que la resistencia a la compresión promedio sea de 150 kgf/cm², este parámetro clasifica al concreto usado en la construcción de las viviendas informales como un concreto pobre o liviano, en contrapartida con el 210 kgf/cm² exigido por la FONDONORMA 1753:2006 para zonas sísmicas.

Al analizar los modelos de viviendas en el software SAP2000 se comprobó que para combinaciones de carga que no contemplan acciones de sismo, los esfuerzos producidos en los muros se encuentran dentro de los rangos permisibles tanto para tracción, como para compresión y corte. Esto comprueba que el sistema constructivo de las viviendas informales es parcialmente estable, es decir, es capaz de soportar las acciones estáticas cotidianas a las que se ven sometidas.

Al ingresar en el software SAP2000 las funciones espectrales correspondientes a las microzonas de Chapellín, Petare y Antímano, se observó que para el peor caso de carga, se registra un colapso total de las viviendas por elevados esfuerzos de tracción y cortante. Las mayores concentraciones de esfuerzos ocurrieron en los centros de las diagonales, en los bordes de las ventanas, en volados, a medida que aumenta la altura de la estructura y en pórticos cuya separación entre machones es mayor a 3m, lo cual confirma que el muro debe tener longitudes de menos de 20 veces el espesor del bloque. Aun cuando estas deficiencias estructurales

aumentan las magnitudes de los esfuerzos, cabe destacar que también en zonas más regulares de las viviendas se obtuvieron esfuerzos de tracción que superan la resistencia a la tracción de $1,6 \text{ kgf/cm}^2$ de la mampostería, y en la base de los muros se presentaron esfuerzos cortantes que superan el admisible para cada paño hasta en un 399%, lo cual indica que la vulnerabilidad principal de la edificación ante el sismo es el material, y las deficiencias estructurales, constructivas y arquitectónicas sólo la incrementan.

Además de la falla que se presenta en los muros, la mayoría de las columnas exceden su capacidad resistente. Los mayores resultados de la fórmula de interacción se observaron en machones pertenecientes a columnas cortas (11,11) y en las columnas que no cuentan con muros de mampostería que contribuyan con la absorción de esfuerzos.

El análisis progresivo de falla manual de la vivienda #1 dio como resultado el colapso total de la estructura con apenas una aceleración del terreno de $0.12g$, comenzándose a presentar daños considerables desde picos correspondientes a $0.02g$. Esto indica que las viviendas no son capaces de soportar un sismo similar al ocurrido en Caracas en 1967, el cual según los Ingenieros Alfredo J. Urich B. y Oscar A. López tuvo una aceleración en el orden de $0.13g$, casi tres veces menos que la aceleración de $0.30g$ que estipula la Norma COVENIN 1756:2001 que debe ser considerada para el sismo de diseño de una estructura.

En Caracas, a 48 años de la última disipación de energía importante (pero no la peor en la historia de la ciudad) representada por el terremoto de 1967, se puede deducir que las condiciones están dadas para que ocurra pronto un sismo de magnitud importante, esta amenaza latente, en confluencia con vulnerabilidades que se ven representadas por viviendas con materiales pobres, deficiencias arquitectónicas, constructivas y estructurales que conllevaron al daño total de los modelos analizados con el software SAP2000, y la desorganización, pobreza, y falta de programas para superar estos males, permiten concluir que la totalidad de la población que vive en los barrios se encuentran actualmente en riesgo, es decir, aproximadamente 1.568.364 personas duermen bajo techos no seguros.

CAPÍTULO 10

RECOMENDACIONES

La principal recomendación que se hace a los entes gubernamentales es llevar a cabo la reurbanización de los barrios y el desalojo de las viviendas en zonas de mayor vulnerabilidad, considerando entonces que este tipo de vivienda debe ser de carácter transitorio y que por ende es necesario establecer medidas que mejoren el comportamiento estructural de cara a un sismo (o por lo menos lograr retardar el colapso de la vivienda de modo que los habitantes de la misma puedan evacuarla antes), se recomienda:

- El uso por parte de los constructores de mallados electrosoldados o incluso geotextiles, que trabajen en conjunto con frisos de espesores controlados, en el orden de 8 a 10cm de espesor, a lo largo de los muros de mampostería, mejorando las propiedades mecánicas de los miembros, especialmente la resistencia a la tracción de los bloques.
- El aumento de las secciones de las vigas de riostra de la fundación, de modo que se mejore el apoyo de los muros y se restrinjan aún más los desplazamientos, debido al aumento de la absorción de las acciones horizontales típicas del sismo.
- La aplicación de mampostería con refuerzo embebido en celdas rellenas, conformando un sistema monolítico que permita al muro soportar los esfuerzos de tracción y ocasionalmente, los esfuerzos de cortante y compresión a los que puedan estar sometidos los bloques.

-
- Evitar mezclar manualmente el concreto. En el caso de que no se cuente con un trompo mezclador o con el espacio para que el mismo opere, se recomienda el uso de aditivos plastificantes, de este modo se evita el exceso de agua y por tanto la disminución de la resistencia de la mezcla.
 - A las alfarerías, seguir el ejemplo de sus homólogas en otros países de la región como Perú y Colombia, fabricar unidades de mampostería de arcilla con menor porcentaje de vacíos, lo cual permite un significativo ahorro de mortero, además de un aumento de la resistencia a compresión lo que equivale a un comportamiento sísmico más adecuado.
 - A los entes gubernamentales, mejorar la vialidad en los barrios, de modo que sea factible el acceso y desplazamiento de grúas para remoción de escombros y ambulancias.

Se recomienda, para futuras investigaciones, evaluar la vivienda como un conjunto suelo-estructura, considerando las características geotécnicas del lugar y su interacción con los elementos principales de la vivienda, para así realizar un estudio más profundo y conseguir resultados mucho más precisos al obtener los esfuerzos sufridos en las estructuras según el suelo sobre el que se encuentran establecidas.

Referencias Bibliográficas.

- ALONSO, J. L. (2012). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Segunda Edición. Sidetur. Caracas. 573pp.
- CASTILLA, E. (1994). Recomendaciones para el diseño sismorresistente de paredes de mampostería confinada de bloques huecos de arcilla. *Contribuciones recientes a la ingeniería estructural y sismorresistente*. Vol 1, No. 1. (febrero), pp 41-55. SVMNI – IMME. Caracas.
- CZUCHLEWSKI, K., VRANES, K., KLAUS, J., LERNER-LAM, A. Multihazard Risk in Caracas, República Bolivariana de Venezuela. *Disaster Risk Management Series*. No. 6. The World Bank. Pp 137-164.
- FUNVISIS (2009). *Proyecto de Microzonificación sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto*. 938pp.
- LÓPEZ, L. (1992). *Manual del Constructor Popular*. Decimonovena Edición. Editado y distribuido por el autor. Maracay. 238pp.
- MAGLIONE, P. (2010). *Evaluación de la respuesta sísmica de un edificio de 21 niveles durante el sismo de Caracas del 29-07-1967 y revisión de su estructura reforzada en el año 1968*. Universidad Católica Andrés Bello. 242pp.
- MARINILLI, A. (2013). *Vivienda de mampostería confinada con elementos de concreto armado*. Primera Edición. Funvisis. Caracas. 56pp.
- MOCQUET, A. (2007). Analysis and interpretation of the October 21, 1766 earthquake in the Southeastern Caribbean. *Journal of Seismology*. Vol 11. No. 4. (octubre), pp 381-403.

-
- NORMA COLOMBIANA NCR-98 (1998). *Reglamento Colombiano de construcciones sismorresistentes*. Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá.
 - NORMA MEXICANA NTCM (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Jefatura de Gobierno. Distrito Federal. 283pp.
 - NORMA PERUANA E.070 (2006). *Albañilería*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima.
 - NORMA VENEZOLANA 1753 (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondonorma. Agosto, Caracas. 329pp.
 - NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756 (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Ministerio de Infraestructura. Caracas. 71pp.
 - NORMA VENEZOLANA COVENIN 2385 (2000). *Concreto y mortero. Agua de Mezclado*. Ministerio de Infraestructura. Requisitos. Caracas. 3pp.
 - NORMA VENEZOLANA COVENIN 2244 (1991). *Encofrados. Requisitos de seguridad*. Ministerio de Infraestructura. Caracas. 18pp.
 - NORMA VENEZOLANA COVENIN 2-78 (1978). *Bloques de arcilla para paredes. Especificaciones*. Ministerio de Infraestructura. Caracas. 3pp.
 - NORMA VENEZOLANA COVENIN 633 (2001). *Concreto Premezclado. Requisitos*. Ministerio de Infraestructura. Caracas. 23pp.
 - OLBRICH, F. (2010). *Estudio de Modelos de rigidez lateral equivalente para estructuras de mampostería confinada*. Universidad Central de Venezuela. 120pp.
 - PORRERO, J., RAMOS, C., GRASES, J., VELAZCO, G. (2009). *Manual del Concreto Estructural*. Tercera Edición. Sidetur. Caracas. 503pp.

- SANABRIA, G. (1998). Teoría y práctica en la reparación de estructuras de concreto armado dañadas por corrosión del acero de refuerzo. *Memorias del 3er Foro de Ingeniería Civil*. Vol 1. No. 3. (marzo). Pp 6 – 12. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas.

Páginas WEB:

- FERMÍN, M. V. (2015). *Una década de ranchos*. El Nacional. Obtenido el 31 de Mayo de 2015 en: http://www.el-nacional.com/siete_dias/decada-ranchos_0_637736324.html
- GIUSTI, R. (2011). No estamos preparados para un sismo que puede estar cerca. El Universal. Obtenido el 15 de Mayo 2015 en: <http://www.eluniversal.com/2011/03/13/no-estamos-preparados-para-un-sismo-que-puede-estar-cerca>
- MATERANO, J. (2015). Universidades alertan sobre vulnerabilidad de viviendas. El Universal. Obtenido el 28 de Abril de 2015 en: <http://www.eluniversal.com/caracas/150423/universidades-alertan-sobre-vulnerabilidad-de-viviendas>

Anexo 1:

Planilla de resultados Ensayo a compresión de bloques huecos de
arcilla.

Cortesía: Laboratorio de Materiales y Ensayos, UCAB.

Estructura y Patología de Concreto. Laboratorio

ENSAYOS DE BLOQUES DE ARCILLA TESIS

Realizado por: Rui Gesaro

N°	CAMPO	FECHA ENSAYO	CARGA DE ROTURA kgf
1	EB2	17/04/15	7.895
2	CH1	17/04/15	6.483
3	SM1	17/04/15	5.950
4	EB1	17/04/15	8.643
5	SM2	17/04/15	5.796
6	CH2	17/04/15	5.950
7	CH4	17/04/15	5.950
8	SM3	17/04/15	5.336

OBSERVACIONES

Anexo 2:
Modelaje de vivienda N°1

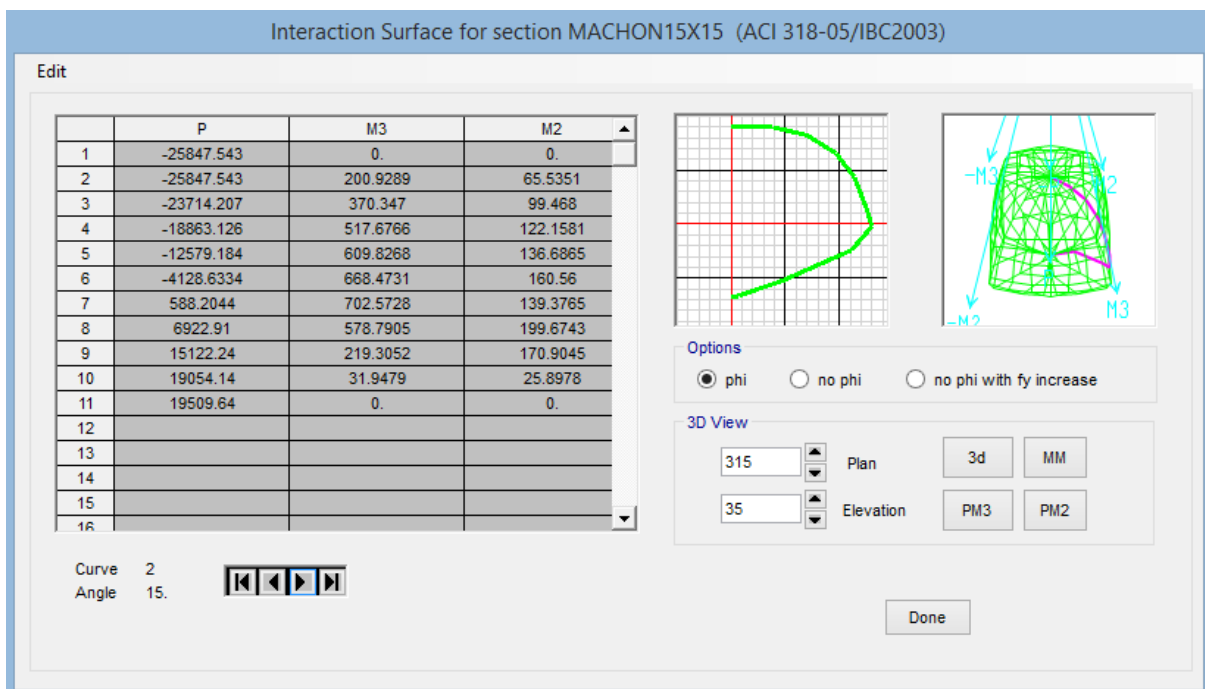
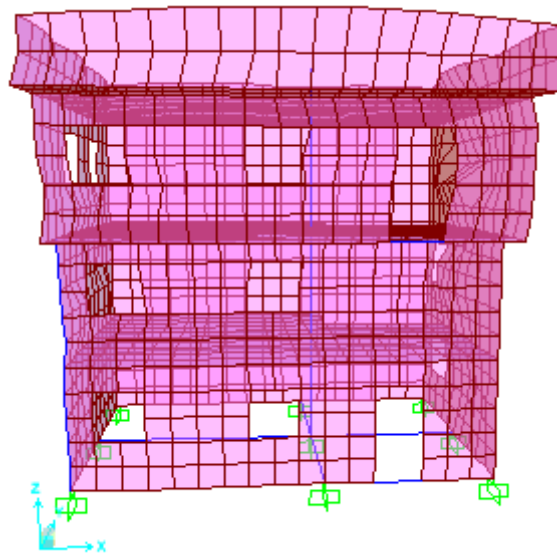
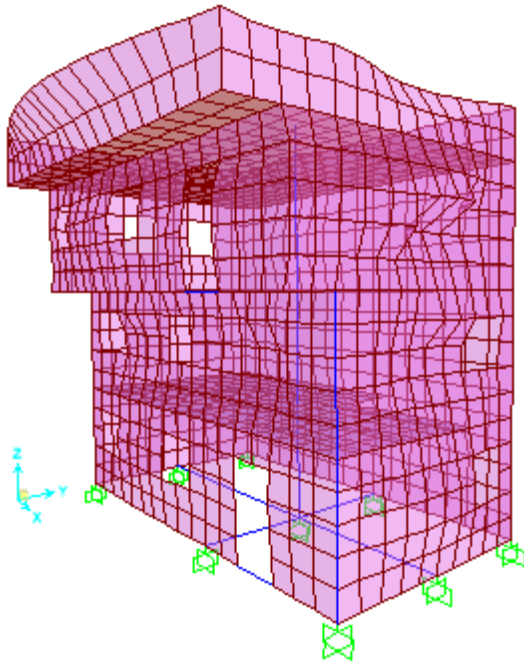
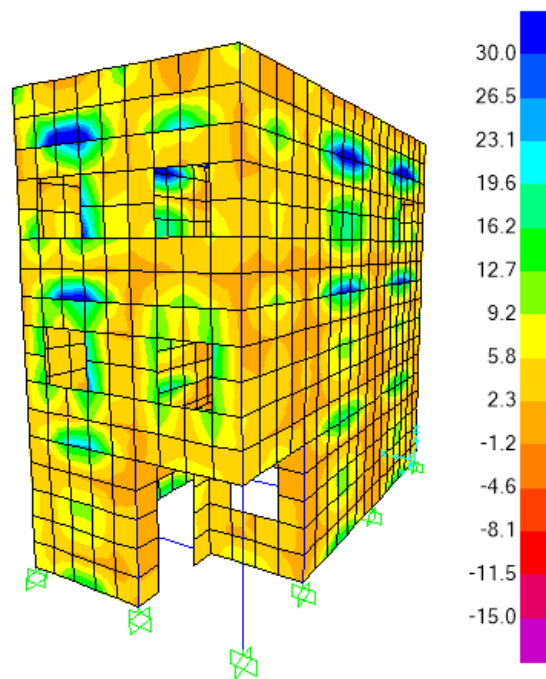
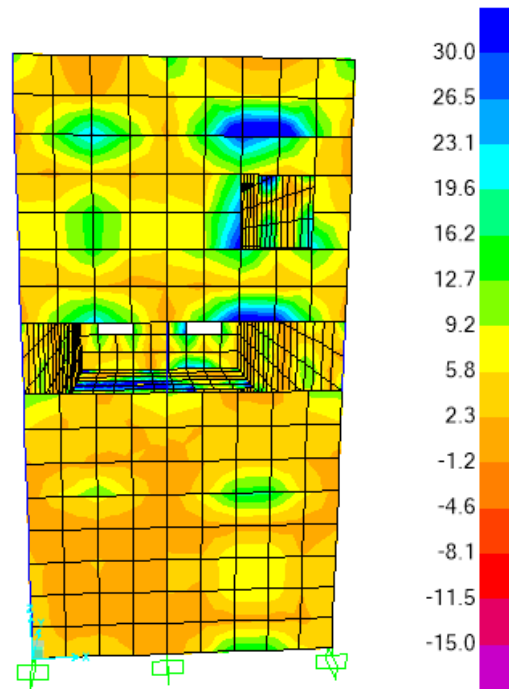


Diagrama de interacción de machón con efecto de pandeo.



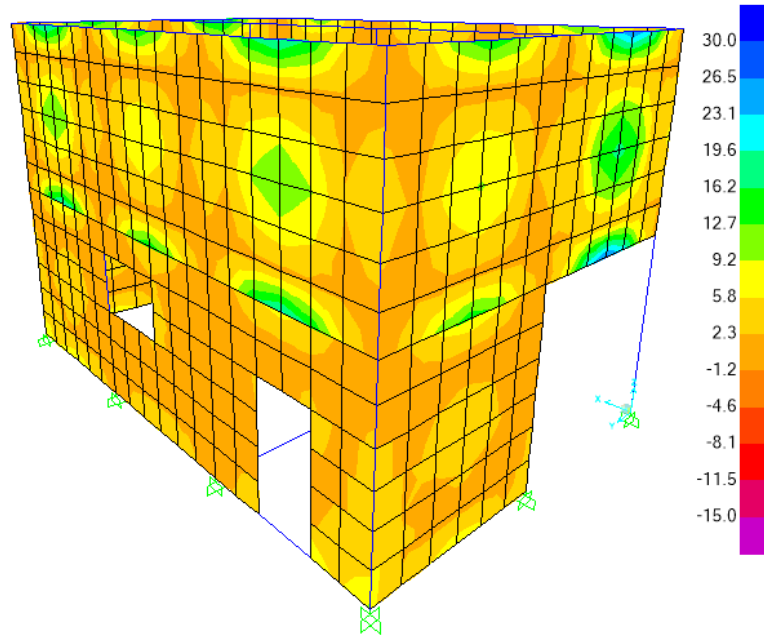
Deformaciones

Anexo 3:
Modelaje de vivienda N° 2

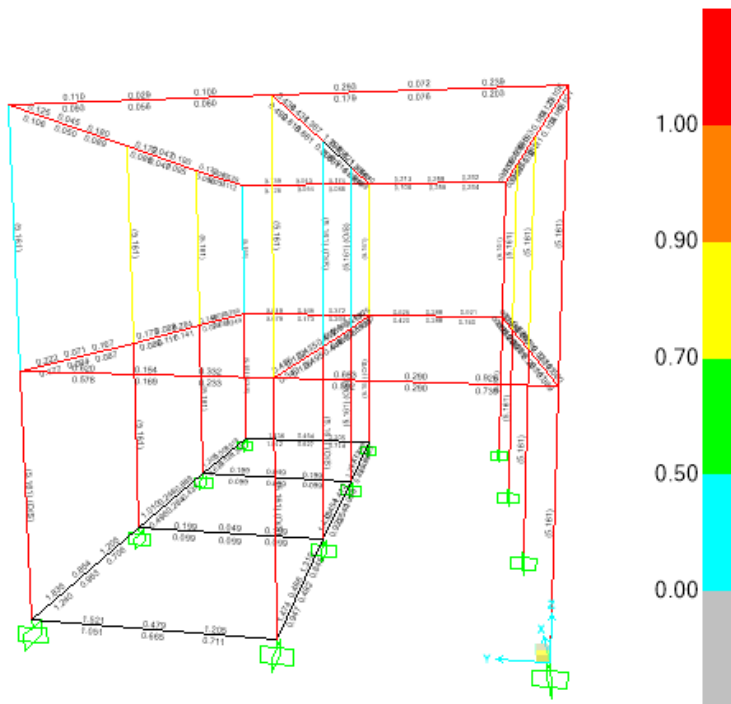


Distribución de esfuerzos en elementos tipo “shells”

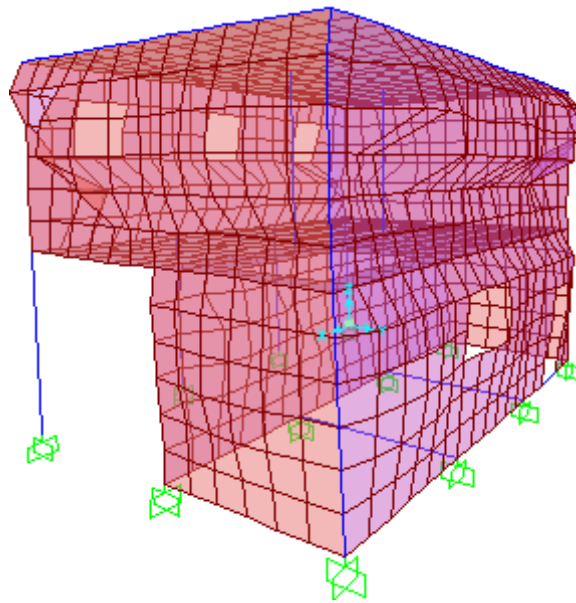
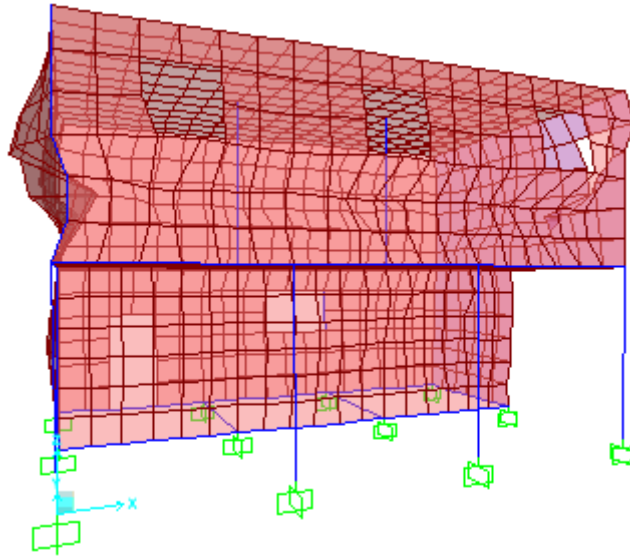
Anexo 4:
Modelaje de vivienda N° 3



Distribución de esfuerzos en elementos tipo “shells”

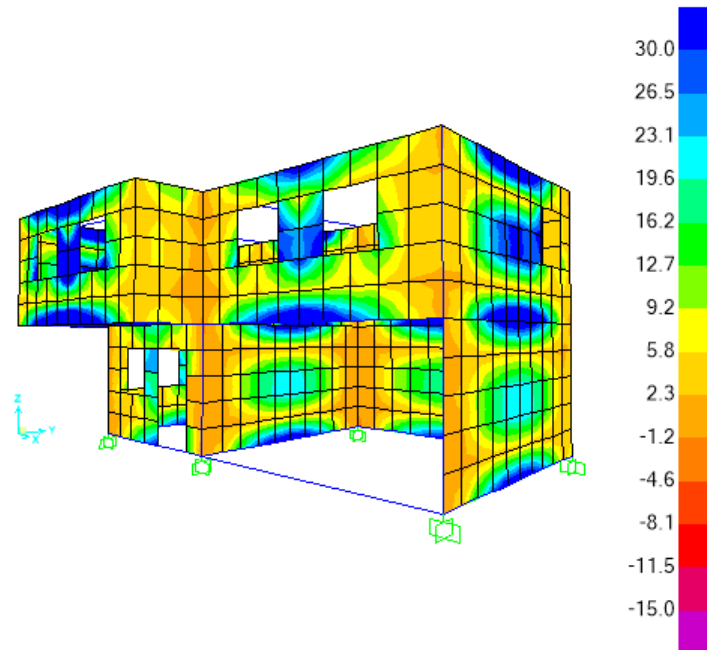


Valores de interacción en elementos como vigas o columnas

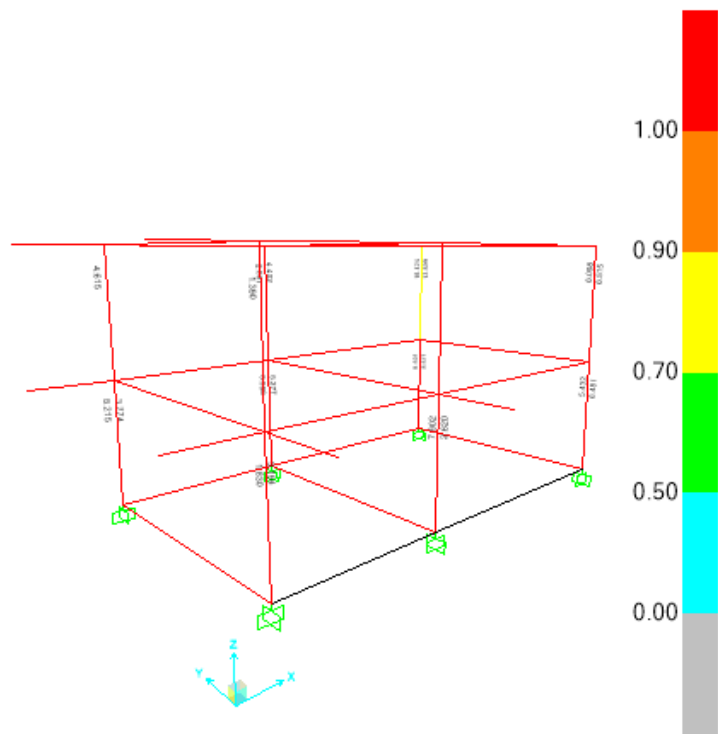


Deformaciones

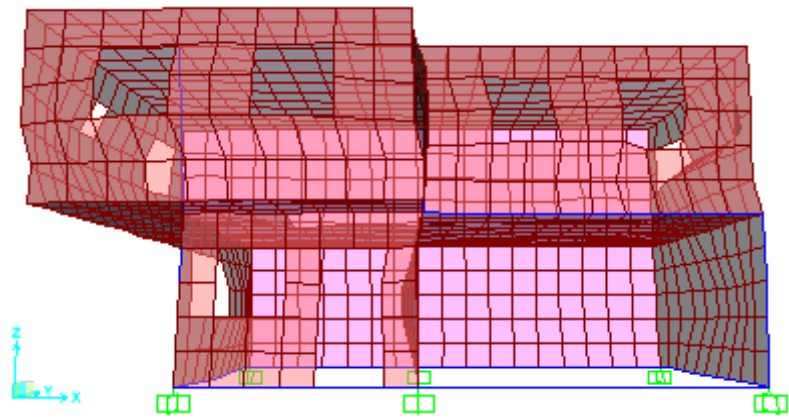
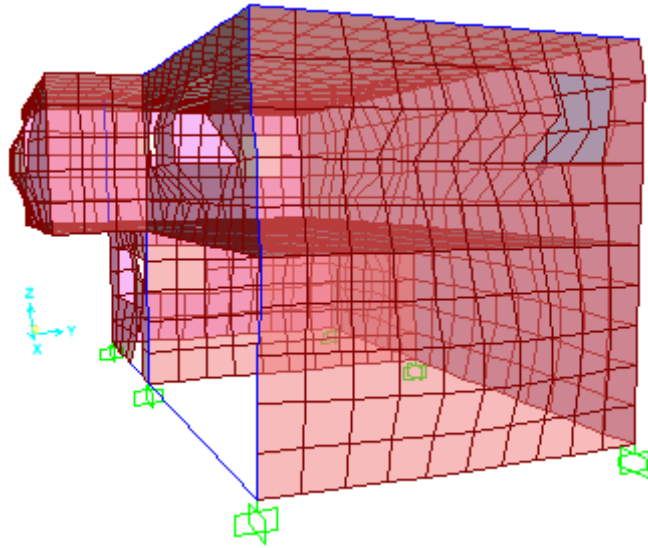
Anexo 5:
Modelaje de vivienda N° 4



Distribución de esfuerzos en elementos tipo “shells”

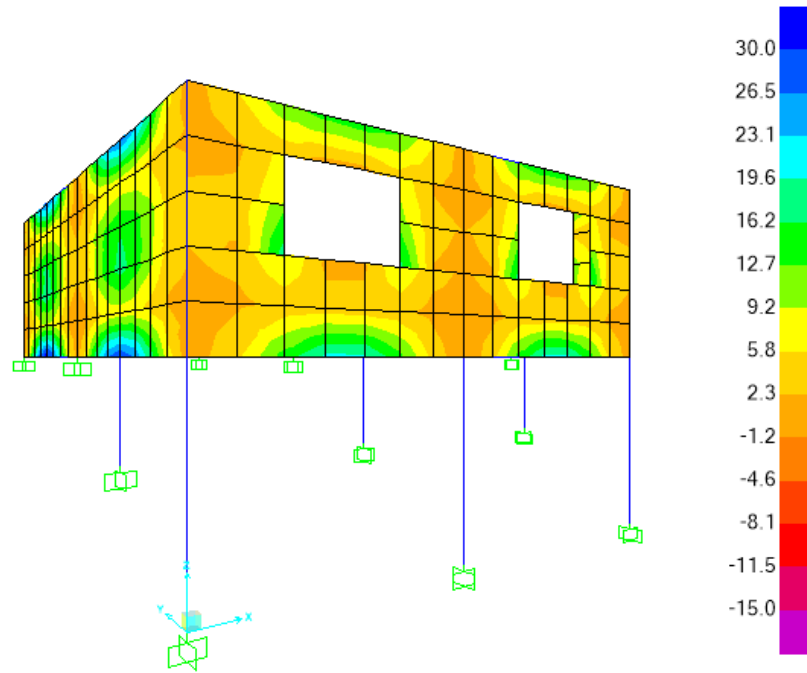


Valores de interacción en elementos como vigas o columnas

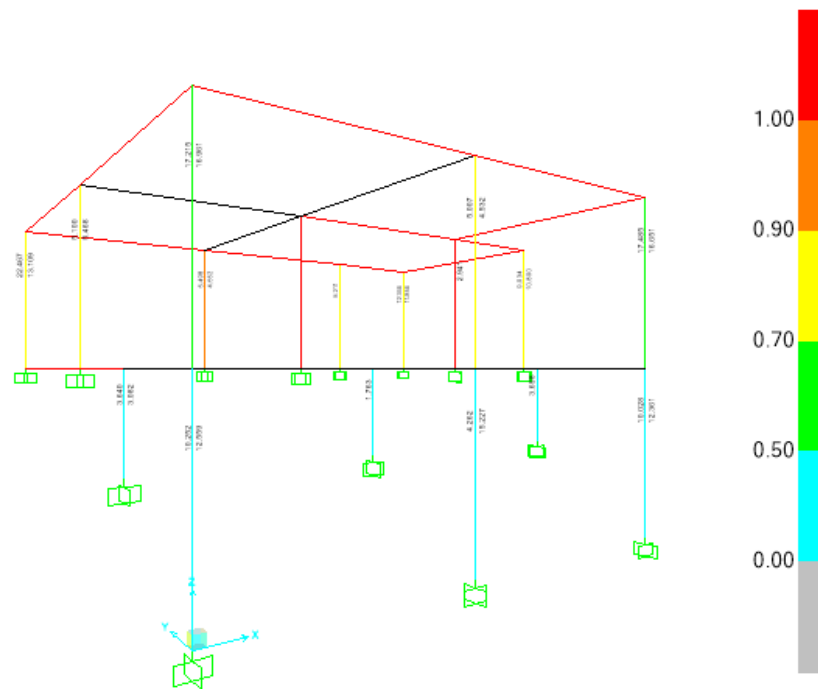


Deformaciones

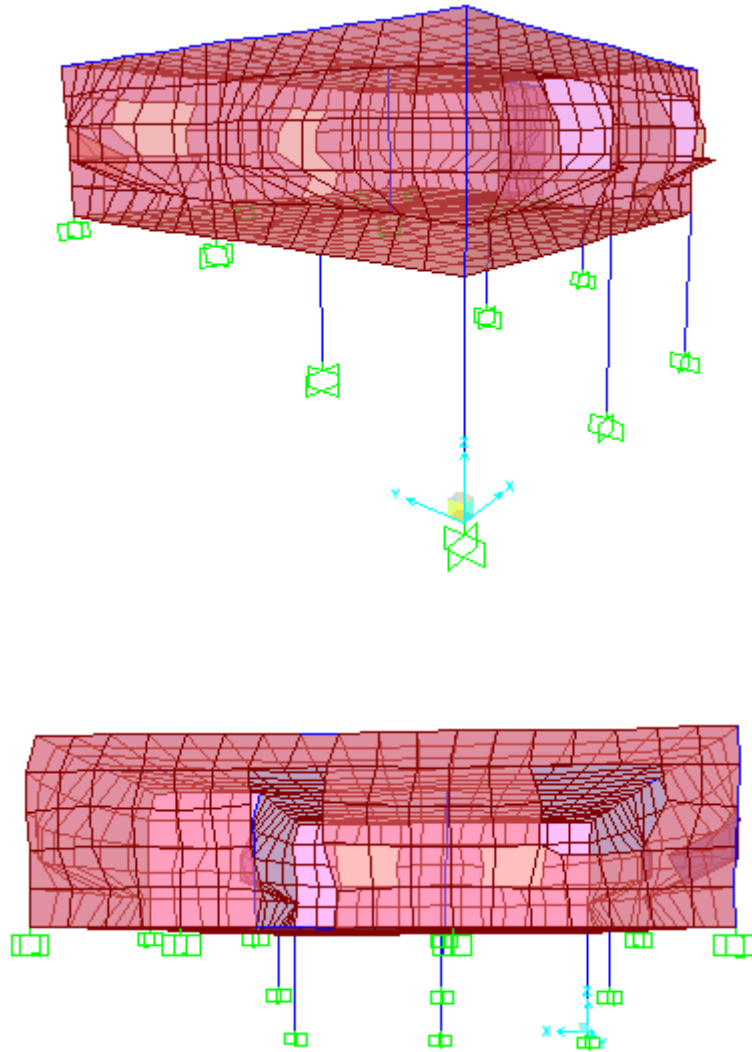
Anexo 6:
Modelaje de vivienda N° 5



Distribución de esfuerzos en elementos tipo “shells”



Valores de interacción en elementos como vigas o columnas



Deformaciones

Anexo 7:

Fotografías aéreas

Lugar: Petare

Créditos: Donaldo Barros



