

TRABAJO DE GRADO

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS Y ACCIONES SÍSMICAS EN LOS PALOS GRANDES 1967

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
por el Ing° Ulrich Beaupérthuy, Alfredo José
para optar al Título
de Magister Scientiarum
en Ingeniería Sismorresistente

Caracas, 23 de noviembre de 2012

© Ulrich Beauperthuy, Alfredo José 2013
Hecho el Depósito de Ley
Depósito Legal N° lft4872013620458

TRABAJO DE GRADO

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS Y ACCIONES SÍSMICAS EN LOS PALOS GRANDES 1967

Tutor: Dr. López S., Oscar A.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
por el Ing° Urich Beauperthuy, Alfredo José
para optar al Título
de Magister Scientiarum
en Ingeniería Sismorresistente

Caracas, 23 de noviembre de 2012

Urich Beauperthuy, Alfredo José

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS Y ACCIONES SÍSMICAS EN LOS PALOS GRANDES 1967

Tutor: Dr. López S., Oscar A.

**Trabajo de Grado. Caracas, Universidad Central de Venezuela,
Facultad de Ingeniería, Coordinación Central de Estudios de Postgrado,
Maestría en Ingeniería Sismorresistente, 2012, 132 pág. + Ap. 167 pág.**

Palabras Clave: Desempeño sismorresistente; riesgo sísmico; pórticos rellenos de mampostería; planos resistentes; Terremoto de Caracas de 1967; Los Palos Grandes.

Resumen

El 29 de julio de 1967 ocurrió en Venezuela un sismo ($M_w=6,5$) que afectó severamente a la ciudad de Caracas y a parte del Litoral Central. En este evento perdieron la vida aproximadamente 300 personas, hubo más de 1500 lesionados y cuantiosas pérdidas materiales. Entre más de 1000 edificios dañados, hubo cinco colapsos, cuatro en las urbanizaciones Los Palos Grandes (LPG) y Altamira en Caracas y uno en el Estado Vargas.

En esta investigación se evalúan los efectos del Sismo de 1967 en LPG, haciendo particular énfasis en discriminar los resultados según las dos direcciones cardinales, N-S y E-O. Se integra, contrasta y analiza la información proveniente de más de cuarenta referencias sobre el evento (sismológica, efectos en la población y en las edificaciones); se hace un estudio estadístico de las variables que condicionaron el desempeño sismorresistente de una muestra de 132 edificios; con base a la interpretación de los daños ocurridos en éstos y empleando técnicas de análisis no lineal, se estiman las acciones sísmicas probables ocurridas ese día, incluyendo espectros de aceleración; se identifican causas probables por las cuales muchos edificios con similares características mostraron diferencias significativas en su desempeño.

Se concluye que el movimiento del terreno en LPG fue más intenso en la dirección N-S y que una de las causas principales de los daños en edificios, fue la ausencia de vigas altas (Planos Resistentes) en esa dirección; se evidencia la gran influencia de las paredes (no estructurales) de mampostería en el desempeño observado; se estima una aceleración máxima del terreno cercana a $0,14g$, con aceleraciones espectrales de dos a tres veces menores a las previstas para Caracas en las normas vigentes; se destaca que ante las acciones sísmicas de diseño consideradas en dichas normas, los edificios venezolanos proyectados y construidos antes de 1967 son muy vulnerables.

Certifico que he leído este Trabajo de Grado de Maestría
y que lo encuentro apropiado para su presentación, tanto
en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Prof. Dr. Oscar Andrés López S.

Caracas, 23 de noviembre de 2012



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERÍA
COMISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



Comisión de Estudios
de Postgrado

VEREDICTO

Quienes suscriben, miembros del jurado designado por el Consejo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, para examinar el **Trabajo de Grado** presentado por: **Alfredo José Urich Beauperthuy** portador de la **CI 10.293.486**, bajo el título "**DESEMPEÑO DE EDIFICIOS Y ACCIONES SÍSMICAS EN LOS PALOS GRANDES 1967**", a fin de cumplir con el requisito legal para optar al grado académico de **MAGÍSTER SCIENTIARUM EN INGENIERÍA SISMORRESISTENTE**, dejan constancia de lo siguiente:

1.- Leído como fue dicho trabajo por cada uno de los miembros del jurado, se fijó el día **13 de Marzo de 2013** a las **11:30 am**, para que **EL AUTOR** lo defendiera en forma pública, lo que **éste** hizo en la **Facultad de Ingeniería, Edificio IMME Norte, Sala de Coloquios**, mediante un resumen oral de su contenido, luego de lo cual **respondió satisfactoriamente** a las preguntas que le fueron formuladas por el jurado, todo ello conforme con lo dispuesto en el Reglamento de Estudios de Postgrado.

2.- Finalizada la defensa pública del trabajo, el jurado decidió **aprobarlo**, por considerar, sin hacerse solidario con la ideas expuestas por el autor, que **se ajusta a lo** dispuesto y exigido en el Reglamento de Estudios de Postgrado

Para dar este veredicto, el jurado estimó que el trabajo examinado **es un aporte al conocimiento científico y una contribución al estudio del comportamiento sísmico de estructuras locales.**

3.- El jurado por unanimidad decidió otorgar la calificación de **EXCELENTE** al presente trabajo por considerarlo de excepcional calidad **por su alto nivel académico y lo interesante del tema presentado.**

En fe de lo cual se levanta la presente ACTA, a los **trece** días del mes de **Marzo** del año **2013**, conforme a lo dispuesto en el Reglamento de Estudios de Postgrado, actuó como **Coordinador** del jurado el **Tutor Prof. Oscar A. López.**

Ronald Torres / C.I. 9.200.221
Universidad Central de Venezuela

Alfonso Malaver. / C.I. 2-832.964
Universidad Católica Andrés Bello

Oscar A. López / C.I. 3.231.159
Universidad Central de Venezuela
Tutor



A Sofía y José Antonio

...con fe en verlos crecer en un mundo
donde cada día estemos más preparados para
protegernos de los peligros que impone la naturaleza

AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas e instituciones que de alguna forma han contribuido con el desarrollo de esta investigación, desde mi formación académica y profesional, sin la cual este trabajo no hubiese sido posible, hasta el constante “¿cómo vas?”, de mis familiares y amigos que estuvieron siempre pendientes desde las primeras hipótesis hasta el día de hoy, en el cual me encuentro frente a la tarea de cerrar un ciclo escribiendo esta página. Dentro de esa larga lista, quisiera hacer un reconocimiento a:

La Universidad Central de Venezuela por la excelente formación que me ha brindado, en particular al cuerpo docente y administrativo del postgrado de Ingeniería Estructural y Sismorresistente. Es imprescindible una mención especial al Profesor Oscar Andrés López Sánchez, quien desde la génesis de este trabajo me acompañó en cada paso con su invaluable orientación, demostrándome en todo momento su apoyo y confianza.

José Luis Beauperthuy y Rodolfo Scannone, quienes han sido mis maestros por más de quince años de desarrollo profesional en el campo de la Patología Estructural. La experiencia adquirida junto a ellos fue esencial durante el desarrollo de esta investigación, especialmente en la lectura de los síntomas en los edificios analizados.

La Dirección de Ingeniería Municipal de la Alcaldía de Chacao, quienes dieron un gran apoyo en facilitar la revisión de los expedientes de proyectos estructurales de los edificios evaluados. Por supuesto a mis padres, Alfredo y Elvia, quienes fueron los encargados de revisar y recopilar la información relevante de cada expediente consultado.

José Grases, Enrique Castilla (Q.E.P.D.), Michael Schmitz y Apostolos Papageorgiou, por sus oportunos consejos y sugerencias, en especial por sus recomendaciones sobre dónde conseguir información documental de gran interés para dar soporte a los resultados de esta investigación.

Blanca Granado de Urich, mi revisora oficial, por su dedicada lectura del borrador de este trabajo y sus oportunas sugerencias para mejorar su redacción.

Liliana, Sofía y José Antonio, por su apoyo, su paciencia y el tiempo que tomé prestado.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
I.1 Antecedentes	1
I.2 Objetivos	4
I.3 Contenido	5
CAPÍTULO II EL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967	8
II.1 Información Documental Relativa al Sismo	9
II.1.1 Magnitud y Ubicación	9
II.1.1 Efectos en la Población y en las Edificaciones	13
II.1.2 Principales Lecciones Aprendidas.....	13
II.1.3 Efectos de Sitio.....	15
CAPÍTULO III CASO LOS PALOS GRANDES 1967	18
III.1 Desarrollo de la Urbanización.....	18
III.2 Tipología Estructural de Los Edificios.....	20
III.3 Desempeño General de los Edificios ante El Sismo	22
III.4 Clasificación de Daños.....	30
III.5 Caso Belaire	33
III.6 Direccionalidad de las Acciones Sísmicas y del Desempeño	36
III.7 Aceleración Máxima y Espectros Probables	40
CAPÍTULO IV ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS EN LOS PALOS GRANDES EN 1967	46
IV.1 Edificios Analizados	46
IV.2 Variables Analizadas.....	47
IV.3 Planos Resistentes	51
IV.4 Distribución de Edificios por Altura, Regularidad y Planos Resistentes.....	52
IV.5 Distribución General de Daños	55

IV.6 Distribución de Daños Según la Altura.....	56
IV.7 Distribución de Daños Según la Regularidad	58
IV.8 Distribución de la Intensidad del Daño en la Altura (Mecanismos de Entrepiso)	59
IV.9 Distribución de Daños Según los Planos Resistentes.....	62
IV.10 Dirección de Mayor Vibración del Edificio a Partir del Daño.....	65
IV.11 Relación de Períodos de Edificios en Ambas Direcciones	67
IV.12 Caso Itaca	71
CAPÍTULO V DESEMPEÑO VS. ACCIONES SÍSMICAS EN LOS PALOS GRANDES 1967	74
V.1 Estimación de Aceleraciones Espectrales a Partir del Desempeño de Edificios	74
V.1.1 Metodología.....	74
V.1.2 Selección de Factores C_0 , C_1 , C_2 y C_3	75
V.1.3 Selección de la Altura y el Período Fundamental Efectivo T_e	76
V.1.4 Selección de la Deriva δ_t	77
V.1.5 Espectro Estimado.....	80
V.2 Comparación del Espectro Estimado a Partir del Desempeño vs. Espectros o Formas Espectrales Propuestas por Otros Autores	84
V.3 Comparación del Espectro Estimado a Partir del Desempeño vs. Espectros Estimados Usando Relaciones de Atenuación.....	87
V.4 Espectro de Aceleraciones para Los Palos Grandes 1967.....	91
V.5 Comparación de Acciones del Terremoto de 1967 vs. Acciones de Diseño Vigentes	92
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES	94
REFERENCIAS	106
APÉNDICE: Planillas de Levantamiento de Información (tomo aparte)	

LISTA DE FIGURAS

Figura II.1 Localización del epicentro según varias referencias	12
Figura II.2 Espesores de sedimentos en el valle de Caracas	16
Figura III.1 Plaza Francia desde 1945 hasta 1960	19
Figura III.2 Vista aérea de Los Palos Grandes en 1967	20
Figura III.3 Edificios típicos en construcción. Año 1967	21
Figura III.4 Edificios típicos en construcción. Año 2011.	22
Figura III.5 Colapso del edificio Neverí	23
Figura III.6 Edificio Neverí, plantas y corte de la estructura.....	23
Figura III.7 Colapso del edificio San José	24
Figura III.8 Edificio San José, plantas y corte de la estructura.....	24
Figura III.9 Edificio Mijagual, plantas y corte de la estructura	25
Figura III.10 Colapso del edificio Mijagual.....	26
Figura III.11 Edificio Palace Corvin, plantas y corte de la estructura	27
Figura III.12 Colapso del edificio Palace Corvin.....	27
Figura III.13 Daño típico en paredes.....	28
Figura III.14 Caída de paredes enteras hacia áreas exteriores del edificio	29
Figura III.15 Daños en columnas	29
Figura III.16 Daños en vigas y losas	30
Figura III.17 Daños por impacto del edificio Mijagual sobre el Nobel	30
Figura III.18 Clasificación de daños y número de pisos en edificios. Adaptado de Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a	31
Figura III.19 Clasificación de daños en edificios. Adaptado de Hanson & Degenkolb, 1969	32
Figura III.20 Edificio Belaire, fachada sureste	33
Figura III.21 Edificio Belaire, planta tipo de estructura y arquitectura	33
Figura III.22 Edificio Belaire, detalles de armados	35
Figura III.23 Edificio Petunia I. Daños en paredes transversales y de fachada	37

Figura III.24 Pasillo norte. Hotel Macuto Sheraton.....	38
Figura III.25 Sismoscopio de Fiedler: esquema de funcionamiento y registro.....	39
Figura IV.1 Edificios Analizados.....	46
Figura IV.2 Planos Resistentes	52
Figura IV.3 Ejemplo de distribución de daños en altura: edificio Castillete con daño distribuido en toda su altura; Edificio Coral con daño concentrado en sólo dos entrespisos	60
Figura IV.4 Esquemas de identificación de la dirección dominante del movimiento.....	66
Figura IV.5 Edificio San Bosco Ejemplo de daños en paredes que indican una oscilación del edificio en dirección norte-sur	66
Figura IV.6 Edificio Itaca	72

LISTA DE TABLAS

Tabla II.1 Datos del Sismo Presentados por la Comisión Presidencial	10
Tabla II.2 Datos del Terremoto de Caracas según varias referencias	11
Tabla III.1 Clasificación General de daño según la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a).....	31
Tabla IV.1 Resumen de información sobre edificios.....	48
Tabla IV.2 Equivalencias en la clasificación general de daños	55
Tabla IV.3 Clasificación de edificios según la distribución de la intensidad del daño en la altura. Identificación de mecanismos de entrepiso	61
Tabla V.1 Niveles de desempeño.....	77
Tabla V.2 Deriva asociada a varios niveles de desempeño	79
Tabla V.3 Derivas normalizadas adoptadas para los niveles de daño, según la clasificación de la Comisión Presidencial	80
Tabla V.4 Estimación del espectro a partir del desempeño	81
Tabla V.5 Estimación de aceleraciones espectrales para el caso Itaca	83
Tabla V.6 Aceleración máxima en superficie estimada a partir de relaciones de atenuación.....	89

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico II.1 Relación entre la intensidad del daño estructural, el espesor de sedimentos y el período propio del suelo (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a)	17
Gráfico III.1 Espectro en LPG, adaptado de Whitman (1969)	41
Gráfico III.2 Espectro en LPG, adaptado de Seed, Whitman, Dezfulian, Dobry e Idriss (1972).....	41
Gráfico III.3 Espectro en LPG, adaptado de Alonso (1975).....	42
Gráfico III.4 Espectro para Caracas 1967 y profundidades de depósito aluvional entre 230 y 300 m, adaptado de Alonso (2007).....	42
Gráfico III.5 Forma espectral para aluvión, adaptado de Seed y Ugas (1976)	43
Gráfico III.6 Espectros en LPG, adaptado de Papageorgiou y Kim (1991).....	43
Gráfico III.7 Formas espectrales para LPG, adaptado de Schmitz et al. (2011).....	44
Gráfico III.8 Forma espectral para un Perfil S2, (COVENIN 1756, 2001)	44
Gráfico IV.1 Distribución de edificios según la altura	53
Gráfico IV.2 Distribución de edificios según la regularidad	53
Gráfico IV.3 Distribución de edificios según los Planos Resistentes	53
Gráfico IV.4 Distribución de edificios según la altura, sólo edificios sin Planos Resistentes.....	54
Gráfico IV.5 Distribución de edificios según la altura, sólo edificios con Planos Resistentes.....	54
Gráfico IV.6 Distribución de daños. Izquierda: según la clasificación de la Comisión Presidencial. Derecha: según la clasificación de este estudio.....	55
Gráfico IV.7 Distribución de daños en función de la altura	57
Gráfico IV.8 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura (general).....	57
Gráfico IV.9 Distribución de daños según la regularidad.....	58

Gráfico IV.10 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según la regularidad.....	58
Gráfico IV.11 Distribución de daños según la regularidad (sólo edificios de 10 a 15 pisos).....	59
Gráfico IV.12 Distribución del daño en la altura	62
Gráfico IV.13 Distribución de daños según los Planos Resistentes.....	63
Gráfico IV.14 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según los Planos Resistentes	63
Gráfico IV.15 Distribución de daños según los Planos Resistentes (sólo edificios de 10 a 15 pisos)	64
Gráfico IV.16 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según los Planos Resistentes (sólo edificios regulares).....	64
Gráfico IV.17 Dirección dominante de la vibración asociada al daño	67
Gráfico IV.18 Relación entre el período fundamental y la altura de los edificios	68
Gráfico IV.19 Relación de períodos en las direcciones norte-sur versus este-oeste	69
Gráfico IV.20 Relación entre el período fundamental y la altura de los edificios, comparada con las relaciones estimadas por la Comisión Presidencial.....	70
Gráfico V.1 Relación fuerza lateral vs. Deriva para distintos niveles de desempeño	78
Gráfico V.2 Espectro estimado a partir del desempeño de edificios para el Terremoto de Caracas de 1967 en Los Palos Grandes	82
Gráfico V.3 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros propuestos por otros autores	85
Gráfico V.4 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con otras formas espectrales escaladas a un promedio de 0,14g (general)	86

Gráfico V.5 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con otras formas espectrales escaladas a un promedio de 0,14g (promedio y rango).....	87
Gráfico V.6 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación. Escenario 1; Comisión Presidencial; R=67 Km.....	89
Gráfico V.7 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación. Escenario 2; Suárez y Náblek; R= 25 Km.....	90
Gráfico V.8 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación. Escenario 3; Choy y otros; R= 15 Km	90
Gráfico V.9 Espectro de aceleraciones para Los Palos Grandes 1967	92
Gráfico V.10 Comparación entre el espectro propuesto para Los Palos Grandes 1967 y los espectros de diseño de la norma COVENIN 1756:2001 para Caracas.....	93

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

I.1 ANTECEDENTES

El sábado 29 de julio de 1967, cerca de las 8:00 PM, ocurrió en Venezuela un sismo de magnitud 6,5 (Mw) que afectó principalmente a la ciudad de Caracas y parte del Litoral Central. Este evento, bautizado “El Terremoto de Caracas de 1967” causó la pérdida de vidas humanas, un gran número de lesionados y cuantiosas pérdidas materiales. Cerca de 1000 edificaciones fueron dañadas, entre las cuales hubo cinco colapsos.

El Terremoto de Caracas aportó notables lecciones a la ingeniería sismorresistente a nivel mundial, muchas de ellas fueron rápidamente incorporadas a los códigos y normas para el análisis y diseño de edificaciones en zonas sísmicas. Quedó en evidencia la necesidad de construir edificios regulares; ser conservador en el pre-dimensionamiento de las columnas; lograr un buen nivel de diseño y detallado estructural; contar con estructuras más rígidas para controlar la deriva; ser cuidadosos en la revisión de los momentos de volcamiento de edificios altos; usar los pórticos no sólo para resistir acciones gravitacionales, sino también para atender las acciones laterales; considerar la importancia de las paredes en el desempeño sismorresistente y muchas otras lecciones que se pueden ampliar en las publicaciones de la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978).

Sin lugar a duda, el aspecto más estudiado se refiere a los efectos de sitio, dominados por las condiciones locales del suelo y su relación con la esbeltez y el período de los edificios. El análisis de este tema fue el mayor aporte del sismo al desarrollo de la ingeniería sismorresistente a nivel mundial. En este sentido, las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira acapararon la atención de los investigadores, por ser en éstas donde se presentaron con mayor intensidad los efectos de sitio.

La mayoría de las investigaciones realizadas hasta ahora sobre este evento, datan de las décadas de los sesenta y setenta. Para ese momento, el estado del arte en materia sismorresistente era muy limitado con respecto al conocimiento actual. Hoy en día se cuenta con más recursos en el campo de la sismología y de la ingeniería estructural y sismorresistente para la evaluación de los efectos de dicho evento sísmico. Por tanto, conviene seguir investigando, pero ahora incorporando estos nuevos conocimientos.

Entre los trabajos recientes relacionados con el Terremoto de Caracas, unos de los más citados son los publicadas por Suárez y Náblek (1990) y por Papageorgiou y Kim (1991). Los primeros, afirman que no se trató de una sola ruptura, sino de 4 sub-eventos, de los cuales el segundo sería el responsable de los daños ocurridos, con una distancia epicentral a Caracas de unos 25 km y con magnitud 6,4 (Mw). Luego, Papageorgiou y Kim, basados en los datos suministrados por Suárez y Náblek, estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15g y 0,21 g.

Estas nuevas publicaciones plantean un serio cuestionamiento a los grandes esfuerzos realizados por otros autores durante las dos décadas posteriores al sismo. Las primeras investigaciones, aunque fueron muy valiosas y dejaron lecciones que siguen siendo vigentes, contaron con información y recursos limitados para la estimación de las acciones sísmicas probables, lo cual condujo en algunos aspectos a resultados imprecisos.

Lo que sí es un hecho cierto, independientemente de la validez de los resultados presentados, es la amplia y detallada documentación publicada acerca de las características y de los efectos que tuvo el sismo. Sólo como muestra, Ugas, Grases y Vásquez (1983) publicaron una recopilación de 349 referencias relativas a este evento, cuya revisión se recomienda ampliamente como punto de partida para cualquier investigador que considere profundizar en el tema.

En la mayoría de las publicaciones que fueron consultadas, poca atención se le ha dado al hecho de que muchas edificaciones similares a las más afectadas no se dañaron, tal como el caso del edificio Belaire, uno de los protagonistas el día del sismo, no precisamente por haberse dañado, sino más bien por haber demostrado un excelente desempeño.

El edificio Belaire, ubicado en la Segunda Transversal de Los Palos Grandes, apenas a una cuadra de uno de los edificios derrumbados por el sismo, consta de una estructura de concreto armado de tipo pórticos, con columnas y vigas de carga altas orientadas en una dirección (norte-sur) y losas nervadas, sin vigas, en la otra, por tanto, muy flexible y débil en ésta (este-oeste). Además, adolece de un pobre detallado de sus armaduras de refuerzo, lo que se traduce en una exigua capacidad de desarrollar un comportamiento dúctil.

Al conocer las escasas cualidades sismorresistentes de este edificio, inmediatamente surgió la interrogante: ¿Por qué no sufrió ningún daño durante el Terremoto de Caracas, siendo que hubo tanta destrucción en muchas edificaciones vecinas? El análisis de este caso fue el que inspiró el inicio de esta investigación, al desencadenar en la hipótesis de una marcada direccionalidad de las acciones sísmicas, situación que justificaría un buen desempeño estructural en edificios similares a aquellos que colapsaron o sufrieron daños severos (Urich & López, 2006). En este caso, las acciones sísmicas tendrían una componente dominante norte-sur, afectando mayormente a aquellos edificios cuyas estructuras eran débiles en esa dirección.

La hipótesis de una mayor intensidad de las acciones sísmicas en una dirección, la norte-sur, ya había sido advertida por algunos investigadores (e.g. Fintel et al., 1967; Robson, Canales y Esteva, 1968), sea para edificios particulares o inclusive, extrapolándolo a una condición general para Caracas.

En esta oportunidad, sin restar importancia a los efectos de sitio y otros factores que sin duda fueron determinantes y que están ampliamente documentados, se propone hacer un nuevo análisis del desempeño de las edificaciones, incorporando

como variable la discrecionalidad de las acciones sísmicas en ambas direcciones cardinales, norte-sur y este-oeste. Con ese enfoque, se plantea realizar una reinterpretación del caso de Los Palos Grandes 1967, a la luz de información actualizada y de criterios más recientes en ingeniería sismorresistente.

I.2 OBJETIVOS

El objetivo general de esta investigación es determinar, a la luz del estado del arte actual en materia sismorresistente, cuáles fueron los principales factores que influyeron en el desempeño de los edificios de los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967, haciendo énfasis en la discriminación de las acciones sísmicas en las dos direcciones cardinales, norte-sur y este-oeste. Los objetivos específicos son:

- Recopilar, actualizar e integrar la información publicada sobre el Terremoto de Caracas de 1967 y sus efectos en la urbanización Los Palos Grandes.
- Estimar, a partir del análisis del desempeño de los edificios, cuáles fueron las características del movimiento sísmico ocurrido en la Urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967, haciendo énfasis en la determinación de la relación de intensidades entre sus dos componentes horizontales, norte-sur y este-oeste.
- Determinar, para el caso particular de Los Palos Grandes en 1967, la influencia que tuvo la orientación de los edificios en el desempeño observado, particularmente lo relativo a la orientación de los planos resistentes (pórticos de carga con vigas altas). Determinar la relación existente entre los daños observados, la orientación de los edificios y la presunta dirección más fuerte de las acciones sísmicas.
- Verificar la incidencia que tienen en el desempeño observado, otras variables como la presencia de tabiquería, la regularidad, la altura o

flexibilidad estructural, entre otros, incorporando en dicho análisis la orientación de los planos resistentes y su relación con la intensidad del movimiento y su dirección predominante.

- Establecer razones por las cuales muchos edificios que en apariencia son tan vulnerables como los más severamente afectados o colapsados no sufrieron daños o resultaron con daños menores.
- Extrapolar a otros escenarios sísmicos y otras localidades, los resultados obtenidos en el caso particular estudiado.

I.3 CONTENIDO

En este trabajo se presenta un análisis actualizado de los efectos del Terremoto de Caracas de 1967 en la urbanización Los Palos Grandes. A diferencia de trabajos previos, se hace énfasis en discriminar el análisis de dichos efectos según las dos direcciones cardinales, norte-sur y este-oeste, incorpora el concepto de “planos resistentes” como variable para el análisis del desempeño de edificios y además incluye técnicas aproximadas de análisis no lineal.

A partir de ese nuevo análisis, después de cuarenta y cinco años de uno de los eventos sísmicos más destructores del país, se presentan nuevas lecciones relativas a la vulnerabilidad y al desempeño sismorresistente de edificaciones típicas venezolanas construidas bajo la vigencia de normas previas a 1967, incluyendo en este análisis la importancia de la direccionalidad de las acciones sísmicas con relación a la orientación dominante de la rigidez y de la resistencia del edificio.

También a partir del análisis del desempeño de los edificios, se presenta la estimación de las acciones sísmicas probables ocurridas, incluyendo aceleraciones espectrales. Se analiza cuál es la magnitud de las acciones sísmicas capaz de causar daños a edificaciones típicas venezolanas pre 1967 y por tanto cuál es su vulnerabilidad con relación a las acciones sísmicas previstas en las normas vigentes.

Asimismo, se incluye un resumen de gran parte de los aportes de publicaciones previas, cuyas conclusiones son contrastadas con las obtenidas en esta investigación.

Este trabajo está estructurado en seis capítulos:

Este primer capítulo introductorio, muestra las bases que motivaron la investigación, algunos antecedentes y los objetivos que fueron planteados para su desarrollo.

El Capítulo II presenta una recopilación, actualización e integración de la información documental sobre el Terremoto de Caracas de 1967, que incluye las características de la fuente, los efectos en la población y en las edificaciones, así como las principales lecciones aprendidas en ese evento.

El Capítulo III presenta información sobre el caso particular de la urbanización Los Palos Grandes, lugar considerado como un laboratorio a escala natural para el desarrollo de esta investigación, la información presentada en este capítulo, al igual que el anterior, es básicamente documental, con referencia a otros autores, aunque también se ha incluido el caso Belaire, de autoría personal, de gran relevancia por haber sido el que motivó el inicio de este estudio.

En el Capítulo IV se muestran los resultados de un análisis estadístico del desempeño de los edificios en Los Palos Grandes en 1967, donde se hace énfasis en la discretización de los resultados en función de las dos direcciones cardinales, norte-sur y este oeste.

El Capítulo V se refiere a las acciones sísmicas probables en Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas, las cuales son estimadas a partir del desempeño de los edificios mediante técnicas de análisis no lineal. Estas acciones son comparadas con las que han sido propuestas por otros autores; con las estimadas a

partir de las nuevas relaciones de atenuación (NGA) y con las que prevén las normas vigentes para el diseño de edificaciones sismorresistentes.

Finalmente, en el Capítulo VI se presentan las conclusiones y recomendaciones que se derivan del análisis concatenado de toda la información documental presentada y del estudio personal del caso, conclusiones que se consideran extrapolables a un universo más general, correspondiente a las edificaciones típicas venezolanas construidas bajo la vigencia de la Norma para el Cálculo de Edificios MOP-55, publicada por el Ministerio de Obras Públicas en el año 1957.

CAPÍTULO II

EL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967

El sábado 29 de julio de 1967, cerca de las 8:00 PM, ocurrió en Venezuela un sismo de magnitud 6,5 (M_w) que afectó severamente a la ciudad de Caracas y a parte del Litoral Central. Este evento, fue bautizado “Terremoto de Caracas de 1967” y ha sido uno de los sismos de mayor intensidad conocidos en el país.

Inmediatamente, el Ejecutivo Nacional nombró una “Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo”, a fin de investigar las causas de los daños ocurridos. La labor de la Comisión se dividió en dos fases (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1968) (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a):

La primera fase se centró en el análisis de los edificios derrumbados. Paralelamente, con base a los resultados preliminares de los estudios desarrollados por la Comisión y otros especialistas consultados, el Ministerio de Obras Públicas publicó la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas (MOP, 1967).

La segunda fase comprendió un estudio más integral sobre los efectos del sismo, donde se evaluaron los proyectos y las prácticas constructivas, tanto de los edificios dañados como de otros no dañados; se investigaron las propiedades del subsuelo; se plantearon una serie de requisitos mínimos para la elaboración de proyectos de edificaciones, incluyendo el cálculo y la presentación de los planos estructurales; se desarrollaron instructivos para la revisión de proyectos estructurales por parte de las Ingenierías Municipales; se promovió la instalación de una red acelerográfica nacional y se participó en la creación de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Adicionalmente, la Comisión prestó asistencia a numerosos investigadores nacionales y extranjeros, y promovió la publicación de los resultados obtenidos por éstos.

En gran medida, gracias a esa apertura y promoción del Ejecutivo Nacional hacia la investigación, el Terremoto de Caracas fue ampliamente documentado por especialistas de todas partes del mundo, principalmente durante las décadas de los sesenta y setenta.

Aún en la actualidad continúan las investigaciones sobre el Terremoto de Caracas, lo que a la luz de los criterios vigentes en sismología e ingeniería sismorresistente, ha permitido lograr nuevos y valiosos aportes. Estos recientes estudios se han apoyado en la gran cantidad y calidad de información publicada por investigadores previos. A continuación se presentan algunos datos y conclusiones emitidas por diversos autores en distintas épocas, desde 1967 hasta la fecha.

II.1 INFORMACIÓN DOCUMENTAL RELATIVA AL SISMO

II.1.1 MAGNITUD Y UBICACIÓN

Existe gran divergencia en la documentación disponible sobre los datos que caracterizan el sismo. En general se reportan magnitudes variables entre 6,3 y 6,7 (Mw) y distancias desde el epicentro a Caracas entre 15 y 70 km. Los únicos datos locales obtenidos durante el sismo fueron el registro de un sismoscopio del Observatorio Cajigal y algunas grabaciones magnetofónicas y de televisión (Grases J., 2005). Para estimar las características del sismo fue necesario recurrir a registros de estaciones sismográficas lejanas.

En la Tabla II.1 se muestran los datos que fueron reportados por la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a), los cuales se basaron en un informe del Dr. G. Fidler (1968). Estos datos constituyeron la base de la mayoría de las investigaciones desarrolladas los siguientes 20 años después del sismo, aunque algunas publicaciones de esa época ofrecen datos diferentes en la caracterización de este evento.

Tabla II.1 Datos del Sismo Presentados por la Comisión Presidencial

Latitud	Longitud	Distancia	Azimut	Profund.	Magnitud	Duración	Intensidad
11,00° Norte	67,25° Oeste	62 km desde Cajigal	336°	28 ±3 km	6,3 M _L	35 seg. Máxima intensidad 20 seg.	Caracas: VI-VII
							Caraballeda y Palos Grandes: VIII o más

Posteriormente, el mismo Fiedler afirma que se trató de la suposición de dos sismos casi simultáneos, el primero con distancia a Caracas de 70 km y Magnitud 5,7 y el segundo con distancia a Caracas de 30 km y Magnitud 6,3 (Grases J. , 2005). También J. A. Rial (1978) coincidió en que no se trató de un solo evento, sino que hubo al menos tres rupturas con una separación de 90 km y 33 segundos entre la primera y la última.

A partir de la década de los noventa, una de las referencias más citadas ha sido la publicación de Suárez y Náblek (1990), quienes basados en el análisis de la radiación de ondas P y SH registradas por la Red Mundial de Estaciones Sismográficas Estandarizadas (WWSSN), proponen que hubo 4 sub-eventos en un lapso de 57 segundos y separados por una distancia de 50 km. De estos sub-eventos, el segundo ocurriría aproximadamente a 25 km de Caracas con una magnitud de 6,4 (M_w). Según los autores, éste sería el responsable de los daños en edificaciones.

Más recientemente, Choy, Palme, Guada, Klarica y Morandi (2011), basados en un estudio de las intensidades de del Terremoto de Caracas, reubican los cuatro sub-eventos propuestos por Suárez y Náblek, haciendo coincidir el primero con el epicentro reportado por Engdahl y Buland (1998) y no con el adoptado por Suárez y Náblek, correspondiente al Centro Sismológico Internacional (ISC).

Por otra parte, se puede indicar que la información que se maneja en publicaciones recientes de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) también es dispersa. En la página web de la institución (FUNVISIS, 2005) se ofrecen los siguientes datos: epicentro con Longitud 67,416° oeste y Latitud

11,000° norte; profundidad de 3 km; magnitud 6,3 Mw. No obstante, fue realizada una consulta sobre el tema (Schmitz M. , 2006) y la “versión oficial” suministrada fue la siguiente: Longitud 67,40° oeste; Latitud: 10,68° norte; profundidad 26 km; magnitud 6,5 (Mw). Adicionalmente, en varias publicaciones recientes de la institución, (e.g. Romero, Audemard, Rendón, & Orihuela, 2003) se hace referencia a la precisión de la propuesta de Suárez y Náblek. Es importante señalar que las coordenadas del epicentro indicadas en la “versión oficial” antes mencionada coinciden con las del primero de los sub-eventos indicados por Suárez y Náblek.

También se puede obtener información actualizada en otras fuentes reconocidas internacionalmente, tales como el Sistema de Teleinformación de Sismología Histórica de Venezuela (ULA, 2006), la base de datos del U.S. Geological Survey (USGS, s.f.), el Incorporated Research Institutions for Seismology (IRIS, 2004), entre otros.

La Tabla II.2 muestra los datos característicos del Terremoto de Caracas de 1967 según varias de las referencias antes citadas, luego la Figura II.1 muestra un mapa con la ubicación del epicentro del evento principal y sub-eventos propuestos también por distintos autores.

Tabla II.2 Datos del Terremoto de Caracas según varias referencias

Fuente	Magnitud	Latitud	Longitud	Profund. (km)	Distancia* (km)	Observaciones
Fiedler, 1968	6,3 M _L	11,00°	-67,25°	28	62	-
Hanson y Degenkolb, 1969	6,5 M _L	10,56°	-67,26°	15	50	-
Ferrer y Cluff, 1969	6,3-6,5	11,000°	-67,416°	10-15	62	-
Fiedler, en: Grases J., 2005	5,7	-	-	-	70	1° de 3
	6,3	-	-	-	30	2° de 3
Rial, 1977 y 1978	6,7 M _s	-	-	8 a 27,5	-	3 rupturas
Engdahl, van der Hilst y Buland, 1998	-	10,56°	-67,31°	22	-	
ISC en: Willemann y Storchak, 2002	5,5 M _b	10,68°	-67,40°	26	-	-

Datos característicos del Terremoto de Caracas según varias referencias (continuación)

Fuente	Magnitud	Latitud	Longitud	Profund. (km)	Distancia* (km)	Observaciones
Suárez y Náblek, 1990	6,6 M_w					General 4 sub-eventos
	6,3 M_w^{**}	10,68°	-67,40°	14,4	-	1° de 4 sub-eventos
	6,4 M_w^{**}	-	-	14,1	25	2° de 4 sub-eventos
Choy, Palme, Guada, Klarica y Morandi, 2011	6,4±0,3 M_{WI}	10,60°	-67,20°	-	-	Coord. de centro de intensidades
		10,56°	-67,31°	-	-	Coord. de epicentro
FUNVISIS en: Romero et al., 2003	6,5 M_b	10,6°	-67,3°	14	-	-
FUNVISIS, 2005	6,3 M_w	11,000°	-67,416°	3	-	Información vigente en la Web
FUNVISIS, en: Schmitz M., 2006	6,5 M_w	10,68°	-67,40°	26	-	-
USGS, s.f.	6,6	10,70°	-67,40°	26	-	-
ULA, 2006	-	10,6°	-67,2°	-	-	Coord. estimadas a partir del plano
IRIS, 2004	6,5	10.56°	-67.31°	23	-	-

(*) Distancia a Caracas; (**) Calculado a partir del momento sísmico reportado en la referencia original

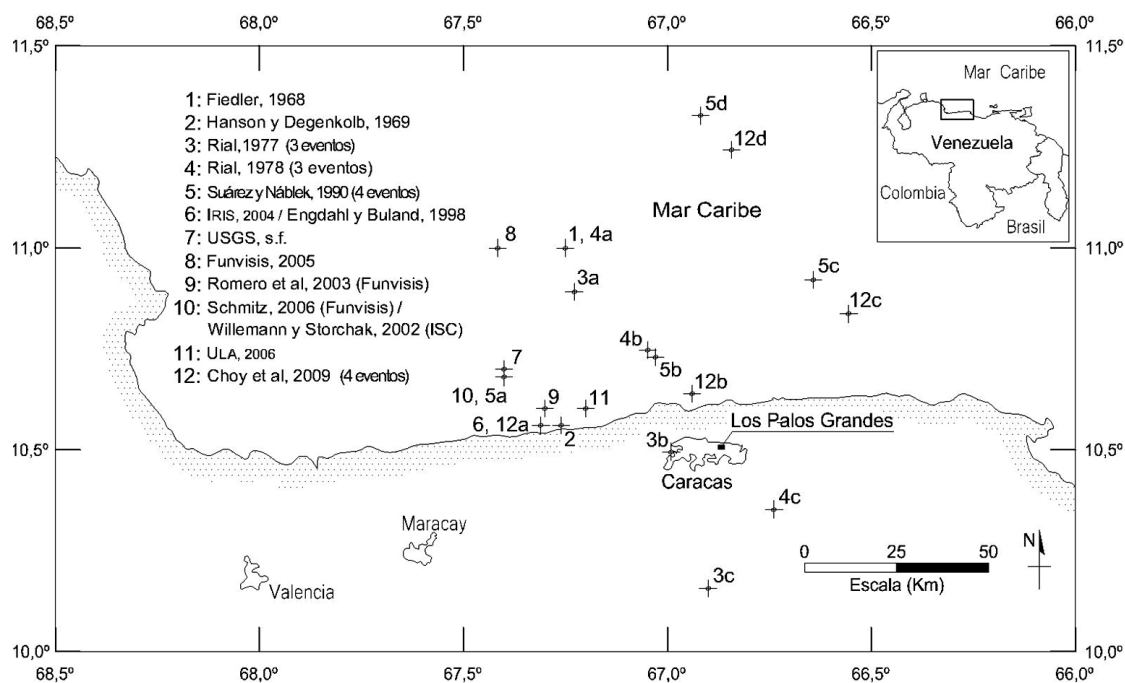


Figura II.1 Localización del epicentro según varias referencias

II.1.1 EFECTOS EN LA POBLACIÓN Y EN LAS EDIFICACIONES

El sismo afectó principalmente a la ciudad de Caracas y parte del Litoral Central, cuya población para el momento sumaba aproximadamente dos millones de habitantes. Hubo cerca de 300 personas fallecidas, más de 1.500 lesionadas y cuantiosas pérdidas materiales, estimadas en 400 millones de Bolívares (± 100 millones de US\$). Cerca de 1000 edificaciones fueron dañadas, entre ellas hubo cinco colapsos, cuatro en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira en Caracas más una en el Estado Vargas (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a) (Skinner, 1969) (Degenkolb & Hanson, 1969). En el CAPÍTULO III se presentan más detalles sobre el caso Los Palos Grandes, sector más afectado por el sismo.

II.1.2 PRINCIPALES LECCIONES APRENDIDAS

El Terremoto de Caracas aportó notables lecciones a la ingeniería sismorresistente a nivel mundial, muchas de ellas fueron rápidamente incorporadas a los códigos y normas para el análisis y diseño de edificaciones en zonas sísmicas. A continuación se mencionan las más relevantes reportadas por diversos autores¹:

- La tabiquería fue decisiva en el desempeño sismorresistente. Las paredes fueron siempre los primeros elementos en dañarse o agrietarse y no hubo casos de daño en estructura sin que se produjera previamente daño en la tabiquería. En contraste, hubo un gran número de edificios con daños sólo en las paredes. Se puede afirmar que las paredes fueron la primera reacción de los edificios ante el sismo.
- En general la presencia de paredes fue favorable. A mayor densidad de tabiquería, mejor fue el desempeño. No obstante, éstas también indujeron efectos nocivos, tales como entrepiso blando, entrepiso débil y torsión, cuando hubo discontinuidad o asimetría de paredes en planta o elevación.

¹ e.g.: Comisión Presidencial, op.cit.; Arcia, 1970; Hanson & Degenkolb, 1969; Borges, Grases, & Ravara, 1969; Fintel, et al., 1967; Sozen, et al., 1968; Robson, Canales, & Esteva, 1968.

- La irregularidad en la geometría del edificio en planta, tal como formas alargadas, “L”, “U” o “H”, indujo un comportamiento no previsto por los proyectistas, con concentración de tensiones por cambios bruscos de rigidez y efectos de torsión.
- Los momentos de volcamiento fueron subestimados en el diseño de edificios altos, lo que generó fallas por compresión e inclusive por tracción en las columnas de varios edificios.
- La elevada flexibilidad de los edificios fue desfavorable, más aún en los casos en que hubo grandes diferencias en las dos direcciones principales.
- Fueron muy influyentes el factor de seguridad a cargas verticales en las columnas (carga que produce la rotura de la sección, dividida entre la carga actuante) y el cociente de carga vertical (fuerza axial actuante dividida entre el producto del área de las columnas y su resistencia a compresión a 28 días). En aquellas edificaciones diseñadas conservadoramente ante cargas gravitacionales se obtuvo un mejor desempeño ante el sismo.
- La época de construcción y las normas aplicadas fueron consideradas. Los edificios construidos durante los años 1963 a 1967 presentaron mejor desempeño que los construidos entre 1957 y 1962
- La presencia de pórticos en ambas direcciones fue favorable sobre los casos de pórticos en una sola dirección.
- El buen detallado de armados en columnas, vigas y losas, en especial los empalmes, fueron factores favorables.
- Finalmente, los efectos de sitio, dominados por las condiciones locales del suelo y su relación con la esbeltez y el período de los edificios, fue sin duda, para la mayoría de los autores consultados, el factor más influyente. Su análisis fue el mayor aporte del sismo al desarrollo de la ingeniería sismorresistente a nivel mundial. En el punto II.1.3 a continuación, se amplía este tema.

Probablemente, una de las lecciones que más tímidamente se ha visto reflejada en las Normas Venezolanas es la influencia de los componentes no estructurales en la conducta global del edificio ante acciones sísmicas, en especial las paredes de mampostería. Sin embargo, se debe destacar que dichas normas no dejan de advertir su importancia; a continuación se citan algunas consideraciones: “La influencia de la tabiquería no estructural en el comportamiento ante fuerzas laterales de la estructura debe ser tomada en cuenta” (FONDONORMA 1753, 2006); “se deberá considerar el efecto de elementos rígidos, estructurales o no, que puedan afectar la respuesta dinámica” (COVENIN 1753, 1987); “los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura... deberán ser aprobados... por el ingeniero estructural responsable del proyecto” (COVENIN 2002, 1988); “se prestará particular atención a la eventual interacción de la estructura portante con la tabiquería.” (COVENIN 1756, 2001); con relación al Entrepiso Blando, “en el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería” (COVENIN 1756, 2001); con relación al Entrepiso Débil, “en la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería” (COVENIN 1756, 2001); “El contratista no podrá construir componentes o elementos no estructurales que no estén contemplados en el proyecto,...”(COVENIN 1756, 2001); entre otras. También las normas contemplan algunas acciones indirectas para controlar el efecto de la tabiquería, como es el caso de la exigencia un cortante basal mínimo definido en función del período fundamental del edificio, promoviendo estructuras más rígidas.

Pese a las advertencias citadas, en Venezuela todavía se presta muy poca atención a las paredes en los proyectos estructurales de edificaciones, lo cual parece ser un problema endémico, cuya solución sigue siendo motivo de controversia no sólo en Venezuela sino en muchos otros países (Pampanin, 2006; Searer & Fierro, 2004).

II.1.3 EFECTOS DE SITIO

Uno de los factores más estudiados con relación al Terremoto de Caracas fue la relación entre las condiciones del suelo, la altura y el período propio de los edificios, con los daños ocurridos. Se desarrollaron amplias investigaciones que fueron encomendadas por la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo a dos grupos

encabezados por los profesores H. Bolton Seed, de la Universidad de California y Robert V. Whitman, del Instituto Tecnológico de Massachusetts, respectivamente. Se pueden consultar detalles en las publicaciones de la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a); Seed, Whitman, Dezfulian, Dobry, & Idriss (1972) y Whitman (1969).

Se evidenció que la mayor intensidad de daño estructural (porcentaje de edificios con daño estructural dividido entre el total de los edificios) ocurrió para los edificios altos en las zonas de depósitos de suelo más profundos y con períodos naturales de vibración mayores, tal como son los casos de las urbanizaciones Altamira, Los Palos Grandes y San Bernardino en Caracas, y Caraballeda y Naiguatá en el Estado Vargas. La Figura II.2 presenta los espesores sedimentos en el valle de Caracas; luego el Gráfico II.1 más adelante muestra la relación entre la intensidad del daño estructural, el espesor de sedimentos y el período propio del suelo. Esta mayor intensidad de daños en los edificios altos de ciertos sectores fue atribuida a un efecto de amplificación de la respuesta dinámica de los depósitos de suelo con relación a la respuesta dinámica en roca. También a un efecto de resonancia en los casos en los que hubo cercanía entre el período del edificio y el período natural del suelo.

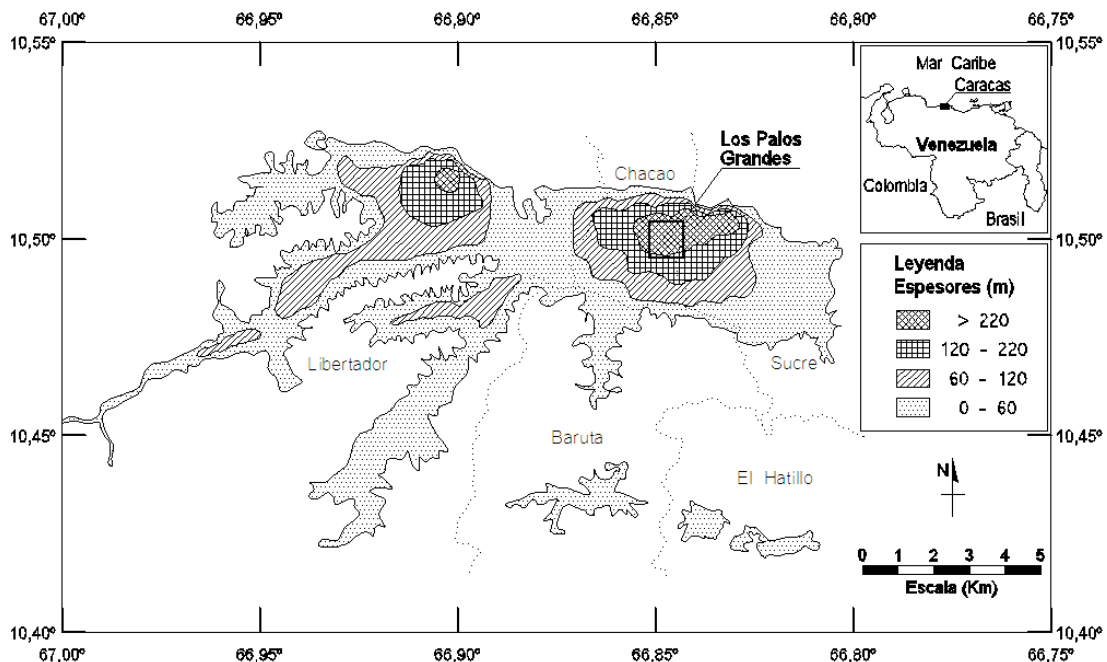


Figura II.2 Espesores de sedimentos en el valle de Caracas, adaptado de Schmitz et.al., 2011

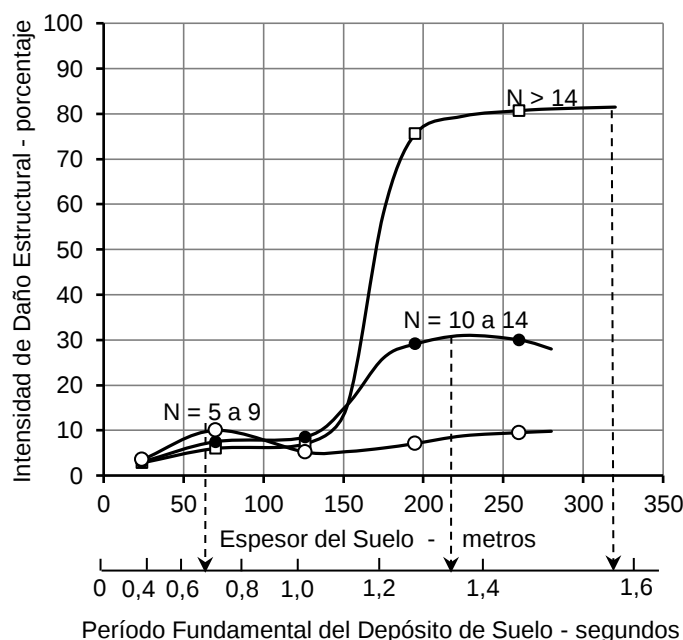


Gráfico II.1 Relación entre la intensidad del daño estructural, el espesor de sedimentos y el período propio del suelo (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a)

En el CAPÍTULO III siguiente, se presenta en mayor detalle el caso Los Palos Grandes, donde los efectos de sitio fueron más intensos. También se muestran resultados de investigaciones previas, relacionados con los efectos de sitio, incluyendo espectros de respuesta dinámica propuestos específicamente para Los Palos Grandes o para condiciones geotécnicas similares.

Cabe destacar, que el estudio de los efectos del Terremoto de Caracas, y en particular el caso Los Palos Grandes, marcó un antes y un después para la ingeniería sismorresistente a nivel mundial, mejorando significativamente la incorporación de las condiciones del suelo en los códigos de análisis y diseño en zonas sísmicas. En la actualidad, se siguen haciendo esfuerzos por ampliar el conocimiento en esta materia. Para el caso de Caracas en particular, es importante destacar el Proyecto de Microzonificación Sísmica (Schmitz, y otros, 2011) que desarrolla FUNVISIS.

CAPÍTULO III

CASO LOS PALOS GRANDES 1967

La zona de Los Palos Grandes ha sido la más ampliamente estudiada desde que ocurrió el Terremoto de Caracas en 1967. En este sector, destaca que más del 30% de los edificios de varios pisos (6 o más) sufrieron daños estructurales, situación que contrasta con el resto de la ciudad de Caracas, donde menos del 10% de los edificios presentaron daños en su estructura. Prácticamente la mitad de los edificios de más de 6 pisos que sufrieron daños estructurales en Caracas estaban ubicados en el sector Los Palos Grandes (Hanson & Degenkolb, 1969).

III.1 DESARROLLO DE LA URBANIZACIÓN

Para inicios del siglo XX y estimulado por el auge petrolero, se acelera el crecimiento de la población en la capital de Venezuela y comienza a extenderse la ciudad de Caracas a zonas aledañas del valle, que hasta entonces eran ocupadas por espacios rurales o de vocación principalmente agrícola (Delgado Linero, 2005; Alfonzo A., 2002). Uno de los primeros parcelamientos en desarrollarse al este de Caracas fue la urbanización Los Palos Grandes, cuyo trazado fue autoría del ingeniero Santiago Aguerrevere Michelena, (Fundación Polar, 1997). La urbanización se desarrolló en la década de 1920 (Delgado, op.cit.), dominada por la construcción de casas de cuatro fachadas con jardín, siguiendo la tendencia que se inició con la urbanización El Paraíso, en contraste con las típicas edificaciones de Caracas que eran contiguas, es decir, compartían una pared (Alfonzo, op.cit.).

Más adelante, en el año 1943, Luis Roche compra un lote de 110 hectáreas de terreno e inicia el desarrollo de la urbanización Altamira, adyacente a Los Palos Grandes. En agosto de 1945 se celebra la inauguración de la Plaza del Obelisco, hoy Plaza Francia, impulsando un mayor interés en la zona. Posteriormente se construyen numerosos edificios multifamiliares que combinan el uso residencial y comercial (Alcaldía de Chacao, 2009; Alfonzo, op.cit.). Para el año 1967, Altamira y Los Palos

Grandes ya contaban con más de 150 edificios de mediana a gran altura (seis o más pisos) (Hanson & Degenkolb, op.cit.). Las Figuras III.1 y III.2 muestran una cronología de su desarrollo alrededor de la Plaza Francia.



1945



1951



1960

Figura III.1 Plaza Francia desde 1945 hasta 1960 (Morales, 2007)



**Figura III.2 Vista aérea de Los Palos Grandes en 1967 (Hanson & Degenkolb, 1969).
En la esquina superior derecha (suroeste) se observa la Plaza Francia**

III.2 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS.

Para el momento del sismo en 1967, la edad de la mayoría de los edificios de Los Palos Grandes (aproximadamente 90%) no superaba los 10 años (López, y otros, 2009)(Alfonzo A., 2002). Éstos habían sido diseñados y construidos conforme al código vigente en ese momento, *MOP 1955: Norma para el Cálculo de Edificios* (Ministerio de Obras Públicas (MOP), 1957). Ésta norma, que incluía requisitos de diseño sismorresistente según tres zonas sísmicas en el territorio nacional, era considerada en el momento como “moderna”, no sólo en el país, sino a nivel mundial (Degenkolb & Hanson, 1969). Sin embargo, cabe mencionar que, a la luz del conocimiento actual, estos edificios carecen de una serie de requisitos en materia sismorresistente, entre otros, un buen nivel de diseño, lo que los convierte en sistemas con baja ductilidad.

Los edificios fueron construidos con estructura de concreto armado, la mayoría con pórticos de carga orientados en una sola dirección, sobre los cuales apoyan las losas nervadas armadas en la dirección ortogonal. Estos pórticos de carga se pueden dividir en dos tipos: uno con “vigas altas” y otro con sólo “vigas planas”, las primeras son aquellas cuya altura es mayor que el espesor de la losa y por lo tanto sobresalen de ésta, las vigas planas son aquellas cuya altura coincide con el espesor de la losa. La Figura III.3 muestra un ejemplo de la tipología estructural de algunos edificios que se encontraban en construcción en el año 1967 donde se observan las vigas altas y vigas planas. Se pueden ver más detalles de esta configuración estructural en la Figura IV.2 del siguiente capítulo.

Las paredes de fachada y divisorias son de mampostería (bloques huecos de arcilla o mortero, frisados). En el análisis y diseño estructural sólo se tomaban en cuenta las paredes por su aporte como peso y masa en el cálculo de las acciones gravitacionales y sísmicas, pero nunca como componentes resistentes del sistema.

Cabe destacar, que a pesar de la evolución las normas hasta la fecha, aún se siguen construyendo las paredes de la misma forma y sigue siendo común que en el análisis y diseño se menosprecie su influencia en la rigidez y la resistencia del edificio. La Figura III.3 muestra a la derecha las paredes en construcción en un edificio en el año 1967 y más adelante, la Figura III.4 presenta el caso de un conjunto residencial de construcción muy reciente.



**Figura III.3 Edificios típicos en construcción. Año 1967
(Fintel, Nieves, Jobse, Armheim, & Griffin, 1967)**



Figura III.4 Edificios típicos en construcción. Foto tomada en febrero de 2011.
Se muestra la estructura y las paredes en distintas etapas de construcción

III.3 DESEMPEÑO GENERAL DE LOS EDIFICIOS ANTE EL SISMO

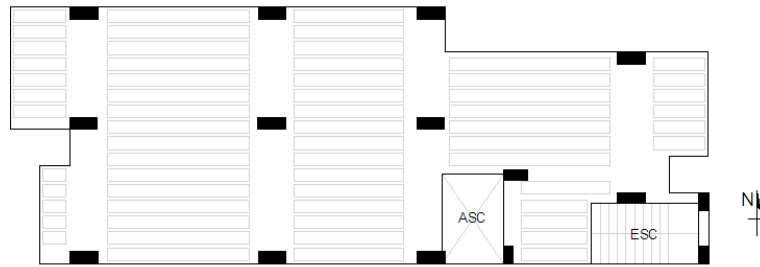
Entre los efectos del Terremoto de Caracas de 1967, destaca que de cinco edificios derrumbados, tres estaban ubicados en la urbanización Los Palos Grandes y uno en Altamira, apenas 150 m hacia el sur. A continuación se describe muy brevemente los casos de estos cuatro edificios, Neverí, San José, Mijagual y Palace Corvin.

El edificio **Neverí** (Figura III.5 y Figura III.6), de 12 niveles, estaba ubicado en la avenida El Ávila, entre la avenida Francisco de Miranda y la 1ª Transversal de Los Palos Grandes.

Contaba con estructura tipo pórticos de carga, con vigas planas orientadas norte-sur, excepto el eje del extremo este, cuya viga era alta. Las losas eran nervadas en una dirección, de espesor 30 cm, orientadas este-oeste. Las columnas eran de sección rectangular, orientadas también este-oeste, excepto las del extremo sureste, dispuestas en dirección norte-sur. En esa esquina, había una mayor densidad de columnas y se encontraba la escalera y el núcleo de ascensores.



Figura III.5 Colapso del edificio Neverí (Hanson & Degenkolb, 1969)



ESTRUCTURA - PLANTA TIPO

Figura III.6 Edificio Neverí, plantas y corte de la estructura

Por lo antes descrito, es indiscutible que el edificio Neverí era propenso al dominio de modos de vibración torsionales, en especial ante excitaciones en dirección norte-sur. A causa del sismo, el edificio se desplomó con una ligera inclinación en dirección oeste (Fintel, Nieves, Jobse, Armheim, & Griffin, 1967) y causó la muerte de 44 personas.

El edificio **San José** (Figura III.8 y Figura III.7), con 10 niveles más un sótano, estaba ubicado en la 1ª Avenida de Los Palos Grandes, entre la Av. Francisco de Miranda y la 1ª Transversal. Este edificio se desplomó en sentido norte, falleciendo 40 personas.



Figura III.7 Colapso del edificio San José (Hanson & Degenkolb, 1969)

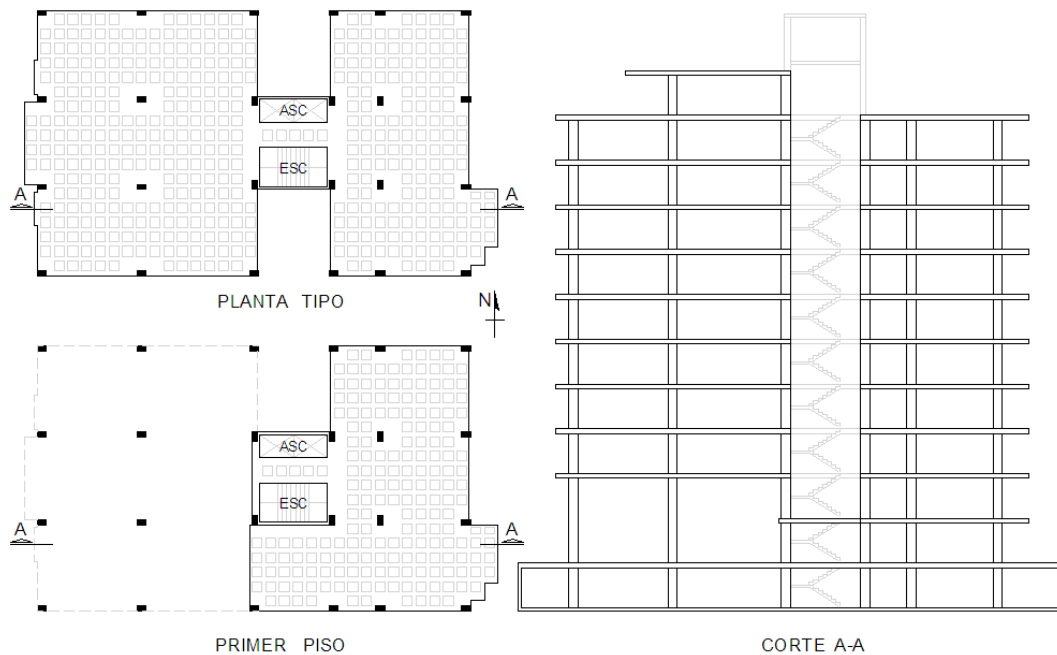


Figura III.8 Edificio San José, plantas y corte de la estructura según proyecto original, adaptado de (Hanson & Degenkolb, 1969)

El tipo estructural previsto para este edificio en el proyecto original era de losas sobre columnas (sin vigas), armadas en dos direcciones y de espesor 30 cm. Adicionalmente, el proyecto contemplaba la construcción de muros de corte alrededor

del núcleo central de escaleras y ascensores. No obstante, la estructura fue modificada y se construyeron losas nervadas armadas en una sola dirección, apoyadas en vigas planas; otra modificación fue que se sustituyeron los muros previstos en concreto armado por paredes de mampostería (Hanson & Degenkolb, 1969).

Un aspecto relevante de la configuración de este edificio es que era muy irregular. En planta, presentaba forma de “H” y en elevación, contaba con una doble altura a partir de la planta baja, sólo en el ala oeste. Este vacío excéntrico favorecería también modos de vibración torsionales ante excitaciones en dirección norte-sur.

El edificio **Mijagual** (Figura III.9 y Figura III.10), de 12 niveles, estaba ubicado en la 4ª Avenida de Los Palos Grandes, entre la 1ª y la 2ª Transversal. En éste perdieron la vida 47 personas. Su colapso fue en sentido suroeste, impactando sobre el edificio vecino, el Nobel.

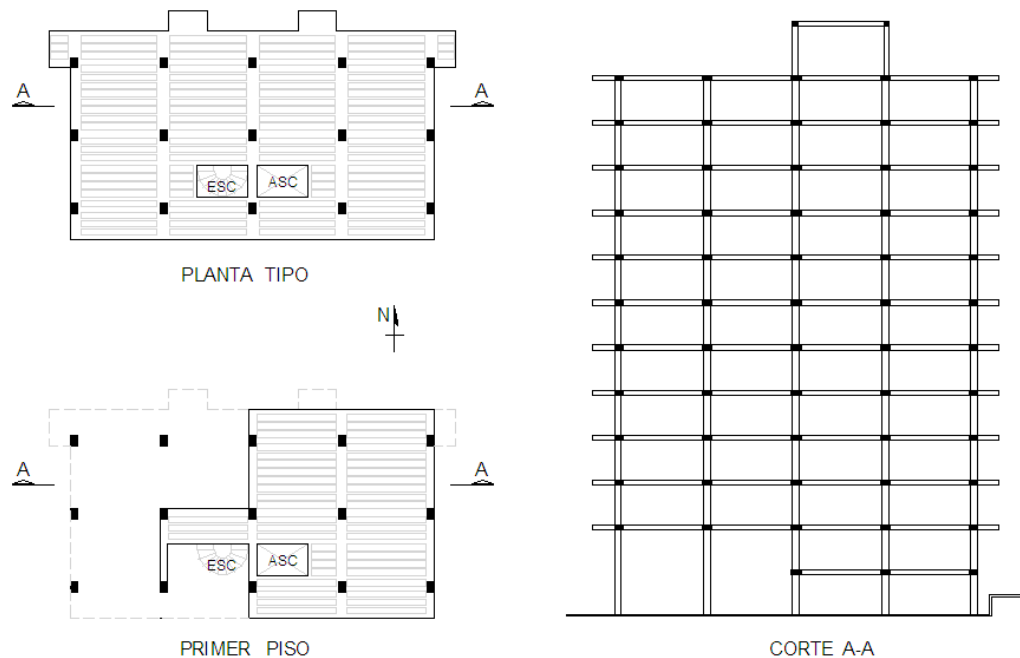


Figura III.9 Edificio Mijagual, plantas y corte de la estructura

Su estructura era de tipo pórticos de carga, con columnas de sección rectangular y con vigas planas, ambas orientadas norte-sur y con losas nervadas de 30

cm de espesor orientadas en dirección ortogonal. Era irregular en elevación, debido a una doble altura desde la planta baja, sólo en la mitad oeste. Al igual que en el caso del edificio San José, esta configuración haría muy vulnerable al edificio ante excitaciones en dirección norte-sur debido a efectos torsionales, aun cuando los pórticos de carga, más rígidos, se orientaban en esa dirección.



Figura III.10 Colapso del edificio Mijagual (Valois, 1967)

El edificio **Palace Corvin** (Figura III.11 y Figura III.12), de 10 niveles, estaba ubicado en la avenida Sur Altamira, unos 150 m hacia el sur de la avenida Francisco de Miranda.

Eran tres cuerpos estructuralmente independientes dispuestos en forma de “H”, con el cuerpo central como núcleo de circulación vertical. Los dos cuerpos principales del edificio tenían una estructura tipo pórticos de carga, con columnas de sección rectangular y con vigas altas, ambas orientadas este-oeste y con losas nervadas de espesor 20 cm, orientadas en dirección norte-sur. La única diferencia significativa entre ambos cuerpos era la distribución de paredes de la planta baja. El ala oeste tenía una alta densidad de paredes de relleno de mampostería entre las columnas, mientras que el ala este tenía muy pocas paredes, exhibiendo una configuración tipificada como planta baja libre.

De este edificio, sólo se desplomó el ala este, cuya caída fue en sentido sureste, causando la muerte a 25 personas. El resto del edificio permaneció en pie, tal como se muestra al fondo de la Figura III.12. El cuerpo oeste, por su parte, presentó daños importantes en la tabiquería orientada en dirección norte-sur, mientras que la orientada este-oeste fue poco afectada (Grases J. , 1968), también presentó algunos daños estructurales severos, principalmente en las columnas de la planta baja.

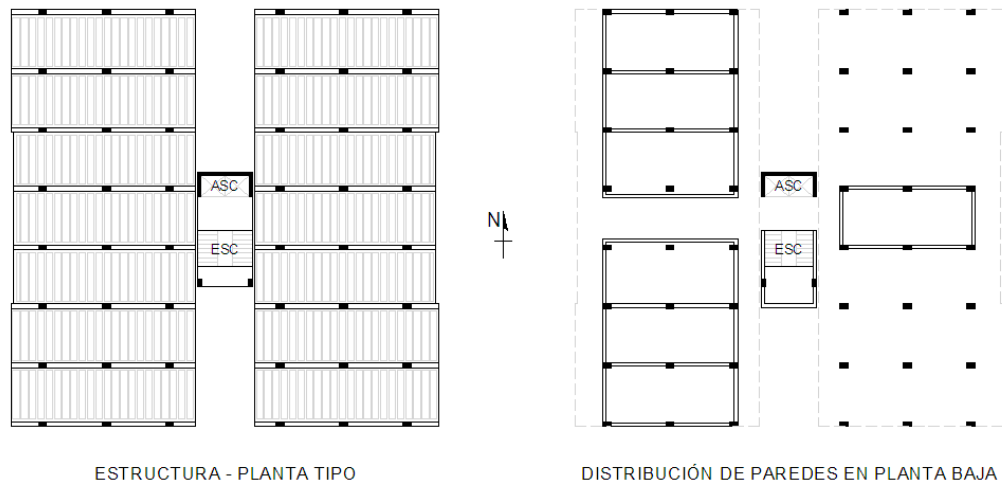


Figura III.11 Edificio Palace Corvin, plantas y corte de la estructura



Figura III.12 Colapso del edificio Palace Corvin (Steinbrugge, 1967)

Un factor común en estos cuatro edificios, aparte de haberse derrumbado, es que todos adolecían de irregularidades tipificadas, tanto en planta como en

elevación, que les conferían una gran vulnerabilidad ante acciones sísmicas. Otro factor común, es que todos eran significativamente más vulnerables ante excitaciones en la dirección norte-sur que ante excitaciones en la dirección este-oeste.

El resto de las edificaciones de Los Palos Grandes manifestaron un rango de desempeño muy amplio, desde daños severos que los colocaron próximos al colapso, hasta casos en los que ni siquiera se fisuraron las paredes.

Destacan las paredes como los elementos más dañados, no hubo casos de daño en la estructura sin que se produjera previamente daño en la tabiquería. Los daños típicos fueron el agrietamiento diagonal o en “x”, característicos de distorsiones en la dirección de la pared, así como también el agrietamiento perimetral en el contacto con el marco estructural que la contiene, típico de desencajamiento de la pared por distorsiones en dirección perpendicular a ésta (Figura III.13).



Figura III.13 Daño típico en paredes. Izquierda (Fintel et al., 1967): grietas diagonales y en “x”. Derecha (Steinbrugge, 1967): grietas perimetrales en el contacto con el marco

En los casos más severos, el agrietamiento fue de tal magnitud que desvinculó totalmente porciones de las paredes haciéndolas caer al vacío, tal como se muestra en los ejemplos de la Figura III.14. Es importante mencionar que, aun cuando la mayor parte de las defunciones ocurrieron en los edificios colapsados, varios fallecimientos y la mayor parte de las lesiones a personas fueron ocasionados por la caída de paredes de mampostería (Skinner, 1969).



Figura III.14 Caída de paredes enteras hacia áreas exteriores del edificio
Izq. (Steinbrugge, 1967). Der. (Milek, 1967)

En relación a los miembros estructurales, los que presentaron mayor proporción de daños fueron las columnas. La Figura III.15 muestra ejemplos de daños críticos en algunas columnas que perdieron totalmente su capacidad resistente. Afortunadamente, en estos casos hubo una redistribución de tensiones hacia los miembros estructurales vecinos, evitando así el colapso. También se presentaron daños en vigas y losas, aunque en menor proporción. La Figura III.16 muestra algunos ejemplos.



Figura III.15 Daños en columnas. Izq.(Bertero, 1967). Der. (Steinbrugge, 1967)

Finalmente, un caso que merece ser comentado es el del edificio Nobel, cuyo desempeño ante el sismo fue excelente. Éste, no manifestó síntomas de daño, ni en la estructura ni en las paredes, que pudieran atribuirse a su oscilación propia, no obstante, sufrió daños muy severos producto del impacto recibido por el edificio Mijagual al derrumbarse (Figura III.17).



Figura III.16 Daños en vigas y losas (Steinbrugge, 1967)



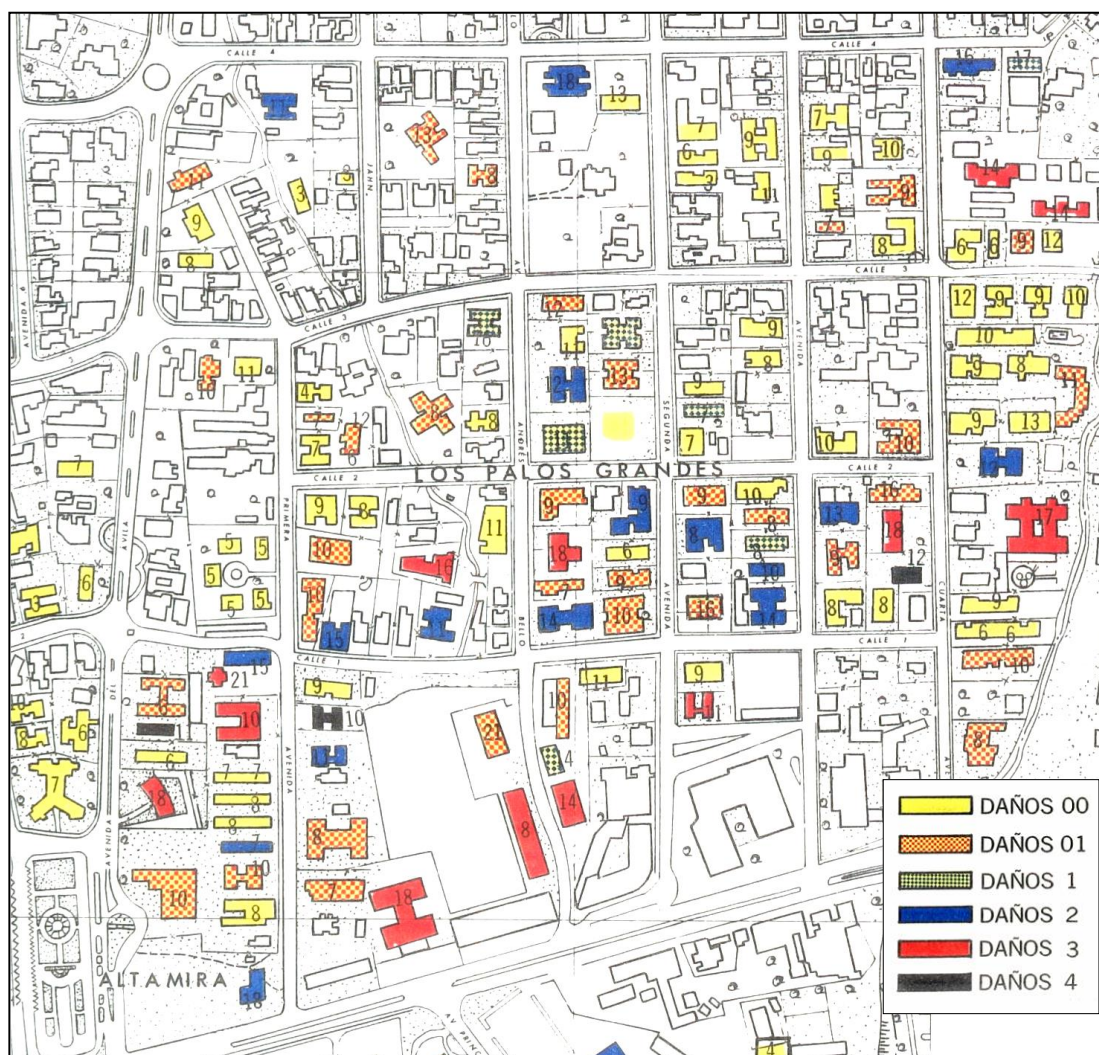
Figura III.17 Daños por impacto del edificio Mijagual sobre el Nobel (Degenkolb & Hanson, 1969)

III.4 CLASIFICACIÓN DE DAÑOS

La Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo realizó una evaluación de los daños ocurridos en edificaciones de todo el valle de Caracas, basados en más de mil informes de organismos oficiales y privados, así como ingenieros locales y extranjeros que se dieron a la tarea de estudiar el caso. La clasificación de daños adoptada por la Comisión se presenta en la Tabla III.1 siguiente; luego la Figura III.18 muestra la distribución de estos daños en los edificios de Los Palos Grandes.

**Tabla III.1 Clasificación General de daño
(Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a)**

Tipo	Descripción
00	Sin daño
01	Grietas sólo en paredes.
1	Fisuras en algunos elementos estructurales (pocos elementos en comparación con el total del edificio). Algunas paredes con fisuras o grietas.
2	Elementos estructurales agrietados o rotos, localizados en una zona del edificio. La tabiquería dañada en menos de la mitad del edificio.
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada en más de la mitad de los pisos o derrumbada en algunas zonas del edificio.
4	Edificio derrumbado total o parcialmente



**Figura III.18 Clasificación de daños y número de pisos en edificios.
Adaptado de: Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a)**

Además del censo de daños presentado en la Figura III.18, se destaca el trabajo publicado por Hanson y Degenkolb (1969), quienes hicieron una clasificación más simple, en cuatro categorías: i) colapsos; ii) daños mayores; iii) daños menores y iv) sin daños, cuyo censo se muestra en la Figura III.19. Aunque éste obedece a una “opinión subjetiva” de los autores, el nivel de detalle que presentan, incluyendo el nombre de cada uno de los edificios, simplificó notablemente la documentación realizada en este estudio.

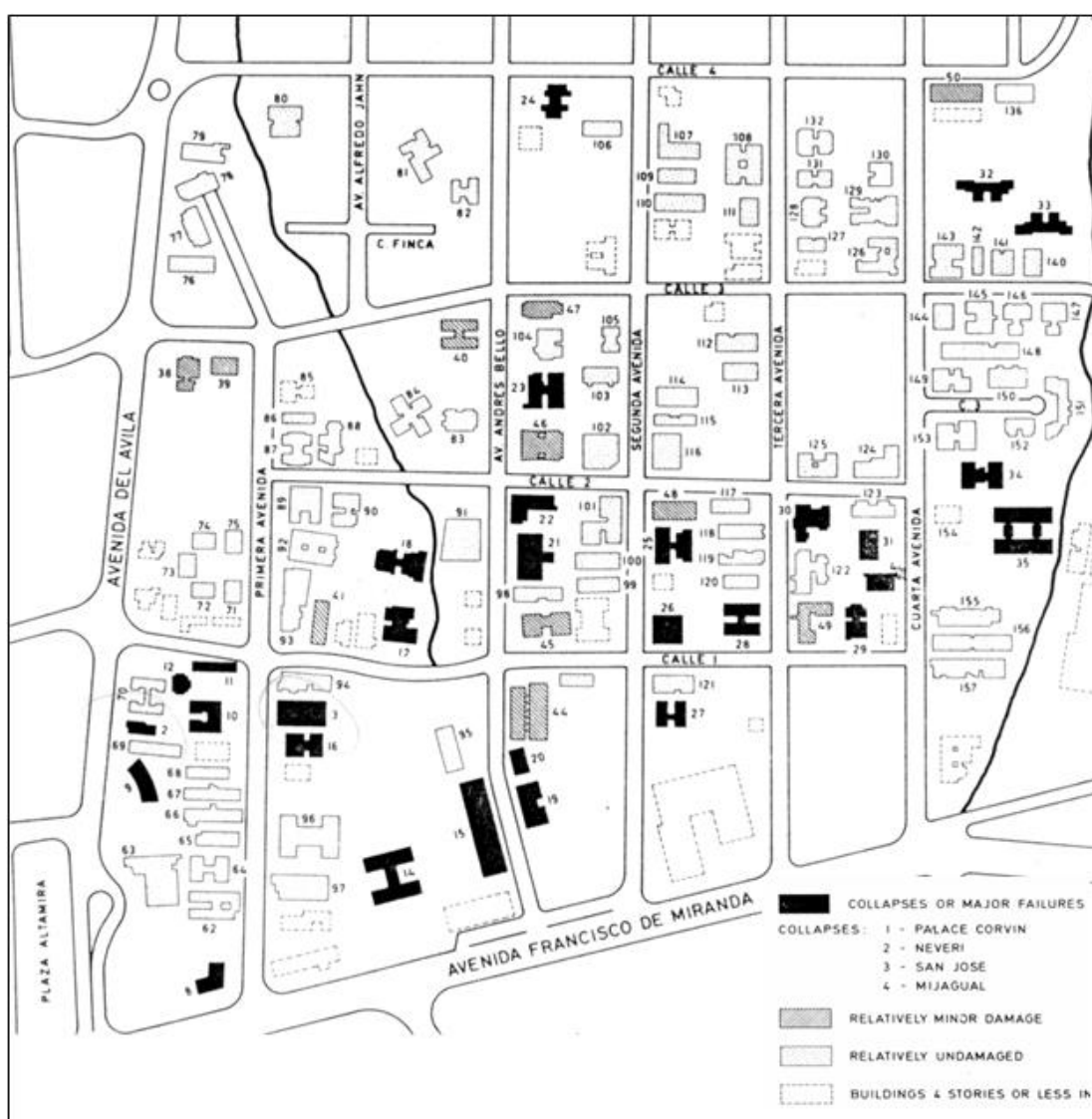


Figura III.19 Clasificación de daños en edificios.
Adaptado de: Hanson & Degenkolb (1969)

III.5 CASO BELAIRE

Un caso particular que merece ser destacado es el edificio Belaire, ubicado en la prolongación este de la 2ª Transversal, construido a comienzos de los años 60 bajo la vigencia de la “Norma para el Cálculo de Edificios de 1955” (Ministerio de Obras Públicas (MOP), 1957). Este edificio ha sido analizado con detalle por el autor, por la circunstancia de habersele realizado recientemente una reparación estructural de daños por corrosión.



Figura III.20 Edificio Belaire, fachada sureste

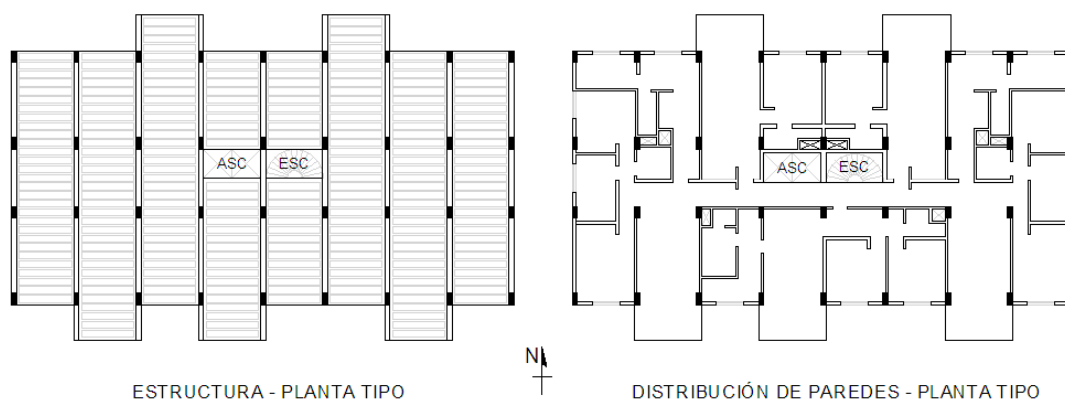


Figura III.21 Edificio Belaire, planta tipo de estructura y arquitectura

La estructura consiste en pórticos de concreto armado con columnas de sección rectangular y vigas de carga altas únicamente en dirección norte-sur. En la dirección este-oeste no hay vigas, sólo losas nervadas.

Este edificio tiene la particularidad de no haber sufrido ningún daño durante el Terremoto de Caracas, aun cuando se podría presumir como altamente vulnerable, especialmente ante oscilaciones en su dirección este-oeste. Los aspectos más importantes en cuanto a la configuración de la estructura y al detallado de las armaduras de refuerzo son los siguientes:

- Tiene nueve pisos, es bastante regular en planta y elevación, salvo la gran diferencia en la rigidez y resistencia en sus dos direcciones ortogonales y que posee planta baja libre.
- Es sumamente flexible en sentido este-oeste, dada la configuración de las columnas orientadas en dirección norte-sur y que no existen vigas en dirección este-oeste. Adicionalmente, es poco probable que la tabiquería haya podido contribuir significativamente a la resistencia y rigidez en sentido este-oeste, ya que hay pocas paredes en esa dirección y la mayoría posee amplias ventanas o no coincide con los ejes estructurales (Figura III.20 y Figura III.21).
- El concreto de las columnas es de baja resistencia a compresión, promedio 160 kgf/cm^2 y valores puntuales detectados de 124 kgf/cm^2 (B.R.S. Ingenieros, C.A., 2004).
- El acero de refuerzo de confinamiento es muy pobre (pocas ligaduras y muy espaciadas) y en algunos sectores inexistente. Un caso muy crítico se puede apreciar en la Figura III.22 siguiente (Columna en esquina Sureste).
- El empalme del acero longitudinal de las columnas se encuentra en los nodos (ver Figura III.22)

- Los anclajes de los aceros de refuerzo de las vigas son muy precarios, en ocasiones están colocados por fuera del acero de las columnas sin ningún confinamiento. En la Figura III.22 se indica el acero longitudinal de la viga, externo al de la columna (flecha roja). Los aceros indicados con flecha azul corresponden a barras adicionales que se añadieron para mejorar el confinamiento del nodo durante la reparación de daños por corrosión.



Figura III.22 Edificio Belaire, detalles de armados

Todas las características mencionadas confirman que el edificio es muy flexible y poco resistente en sentido este-oeste, además carece de ductilidad. Por lo tanto se generó la interrogante: ¿Por qué no sufrió ningún daño durante el terremoto de Caracas, siendo que hubo tanta destrucción en las edificaciones vecinas? Una probable respuesta es que la componente este-oeste del movimiento del terreno durante el sismo del 67 fue de menor intensidad que la norte-sur. Por lo tanto la dirección predominante del movimiento del terreno durante el sismo coincidiría con la orientación fuerte del edificio, lo cual justificaría que no se presentaran daños en esa oportunidad en una edificación en apariencia tan vulnerable.

Esta investigación se inició precisamente en busca de respuestas a esas interrogantes, con el propósito de averiguar si se trató de un caso fortuito, o si por el contrario, correspondió a un patrón general en el desempeño de las edificaciones, el

cual dependería de la direccionalidad de la vulnerabilidad del edificio y de las acciones sísmicas.

III.6 DIRECCIONALIDAD DE LAS ACCIONES SÍSMICAS Y DEL DESEMPEÑO

En los puntos precedentes de este capítulo se ha descrito brevemente como fue el desarrollo de la urbanización Los Palos Grandes; con cuales criterios y normas fueron diseñados sus edificios; cuales son las características principales de su configuración estructural y arquitectónica y como fue el desempeño de estas edificaciones ante el Terremoto de 1967, incluyendo la distribución de los daños en los distintos edificios que conforman la urbanización.

Independientemente de que cada edificio es un ente único, con su propia vulnerabilidad, llama mucho la atención que habiendo sido diseñados prácticamente todos bajo las mismas normas, con criterios similares y en un lapso de tiempo muy corto (aproximadamente 10 años), se hayan derrumbado edificios justo al lado de otros que, siendo aparentemente muy vulnerables, no presentaron ningún síntoma de daño, ni en la estructura, ni en las paredes.

Tal como se adelantó en el punto III.5 anterior, una posible respuesta a esta discrecionalidad en la distribución de los daños, podría ser la orientación de las acciones sísmicas en correspondencia con los planos resistentes (pórticos de carga con vigas altas) de las edificaciones. En efecto, luego de conocer el caso “Belaire”, ya referido, se comenzó a indagar en múltiples referencias relativas al Terremoto de Caracas y se encontraron algunas luces que dan validez a la hipótesis planteada de que la dirección dominante del movimiento sísmico fue la norte-sur.

En el análisis de las edificaciones afectadas, muchos autores advirtieron la mayor vulnerabilidad de los edificios en una dirección con respecto a la otra, ya sea en función de la orientación de sus pórticos de carga o de su esbeltez. Sin embargo, estos análisis, al menos en la gran mayoría de las referencias consultadas, se limitaron a la comparación de las propiedades de los edificios en sus dos ejes estructurales

principales, pero sin valorar la importancia de su orientación con relación a los puntos cardinales.

Con relación al desempeño de los edificios, es común encontrar en algunas publicaciones disponibles, comentarios aislados para edificios particulares sobre una dirección dominante de vibración o de elementos dañados, por ejemplo, refiriéndose al Petunia I, “los primeros ocho niveles presentaron grietas diagonales en la tabiquería, muy pronunciadas en dirección norte-sur y escasas en dirección este-oeste” (Arcia & Malaver, 1974), o “el pasillo de Residencias Unión presentó una deformación remanente de un centímetro en dirección sur” (Grases J. , 1968), y así muchos otros. Mientras que por el contrario, es atípico conseguir reportes de daños que estén asociados a una mayor intensidad de vibración del edificio en dirección este-oeste.

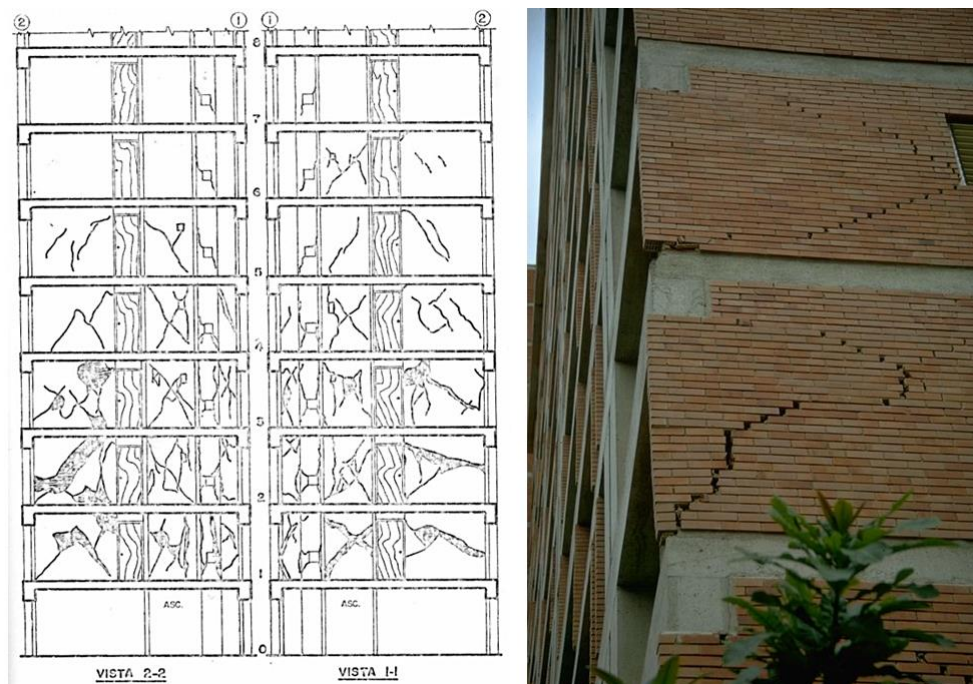


Figura III.23 Edificio Petunia I. Izquierda: representación de daños en paredes transversales (adaptado de Arcia & Malaver, 1974); derecha: daños en paredes de fachada (Steinbrugge, 1967)

Un aspecto importante a destacar es que los cuatro edificios que colapsaron (ver III.3) eran todos particularmente más vulnerables para oscilaciones en dirección

norte-sur que en la ortogonal, ya sea por la carencia de pórticos con vigas altas (Palace Corvin) o por irregularidades que inducían torsiones muy nocivas para excitaciones de la estructura en esa dirección, la norte-sur (San José, Mijagual y Neverí). Además, el desplome presentó una notoria componente en sentido norte o sur en al menos tres de ellos.

Esta situación, de daños atribuibles a una oscilación del edificio en dirección norte-sur, se presentó no sólo en Los Palos Grandes, sino también en otros sectores. Se puede citar como ejemplo el caso del pasillo norte del hotel Macuto Sheraton (Figura III.24), cuyas columnas presentaron derivas remanentes del orden de 30 cm en la dirección norte-sur (Grases J. , 1968).

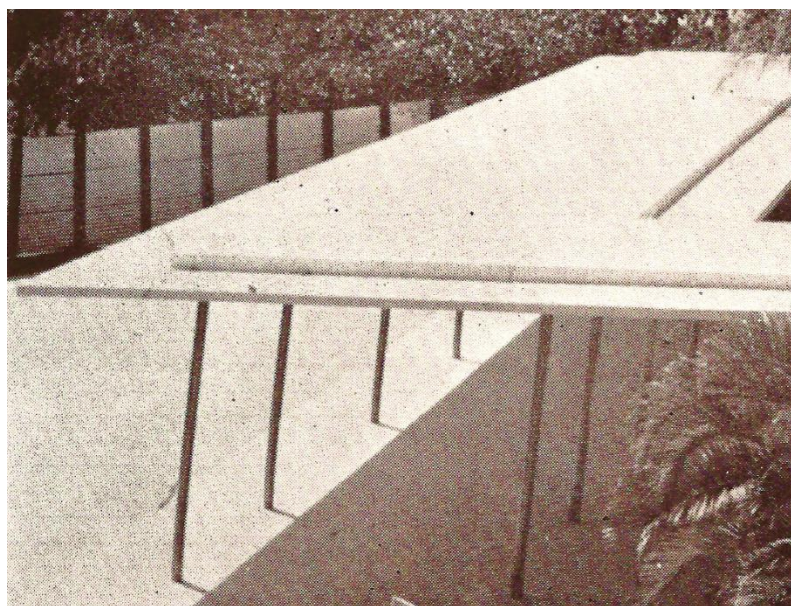


Figura III.24 Pasillo norte. Hotel Macuto Sheraton (Grases J. , 1968)

Un ejemplo relevante sobre la posible direccionalidad del movimiento del terreno, fue el registro obtenido de un sismoscopio del Observatorio Cajigal, que como ya se indicó en el punto II.1.1 fue el único registro local del sismo. Este aparato consiste en un vidrio ahumado, en forma de casquete esférico, sobre el cual se dispone una bola metálica con libertad de desplazarse en cualquier dirección y de forma similar a un péndulo libre. La Figura III.25 muestra el esquema de

funcionamiento del sismoscopio y una foto del registro (Fiedler, 1968), se puede apreciar que la amplitud de las oscilaciones en la dirección norte-sur fueron al menos tres veces mayores a las registradas en dirección este-oeste. Este instrumento estaba instalado sobre roca (esquisto).

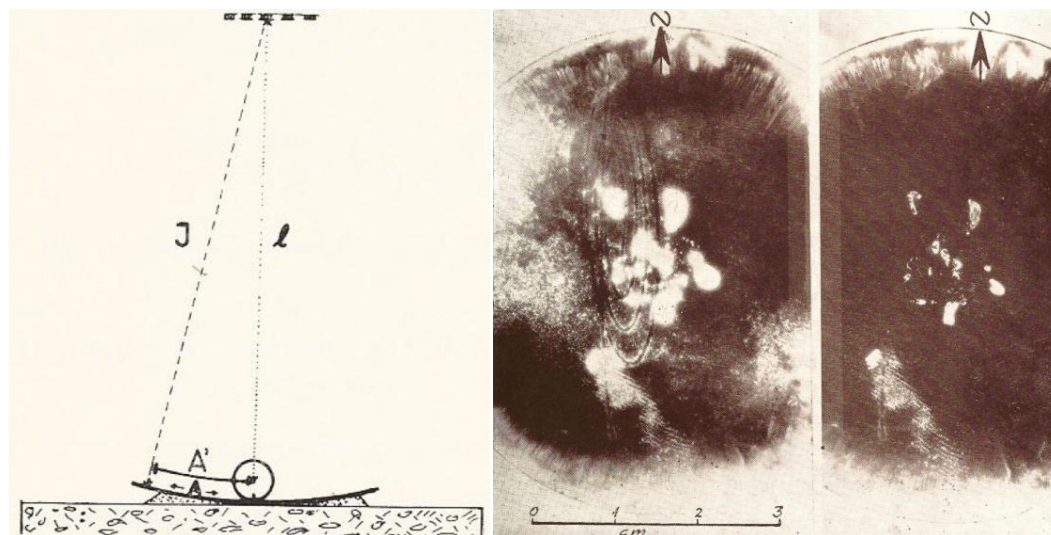


Figura III.25 Sismoscopio de Fiedler (1968), izquierda: esquema de funcionamiento; derecha: registro (la flecha indica el norte)

En los párrafos anteriores se han citado ejemplos sobre el dominio de daños atribuibles a oscilaciones en dirección norte-sur para algunos edificios, también sobre lugares con evidencia de una vibración del terreno más intensa en esa dirección. Pocos autores se atrevieron a generalizar esta situación. Sin embargo, hay que dar crédito a quienes sí lo hicieron. Por ejemplo, M. Fintel y otros (1967) comentan, basados en la observación de los daños en los edificios, que “los pulsos horizontales en dirección norte-sur fueron predominantes”; también Robson, Canales y Esteva (1968), de la misión de reconocimiento enviada por la UNESCO, afirman que, aun cuando no había suficiente respaldo como para ser concluyentes, se estimaba una vibración del terreno “enormemente polarizada en una dirección cercana a la norte sur”, estimación que se apoyaba en el examen de los daños en los edificios, así como en entrevistas a personas que sintieron el sismo, tanto en Caracas como en el litoral (ambas citas traducidas de la fuente original en idioma inglés).

Hasta este capítulo, se ha presentado cierta documentación que respalda la importancia que tiene la direccionalidad en el desempeño sismorresistente, tanto por las acciones sísmicas como por la configuración estructural y arquitectónica. También, se muestra que para el caso de Los Palos Grandes en 1967, parecen haber sido las oscilaciones en dirección norte-sur las que predominantemente causaron los daños a los edificios. En los capítulos sucesivos, teniendo como eje central los efectos direccionales, se hace un análisis más profundo de este caso, presentando un mayor respaldo de las afirmaciones aquí planteadas.

III.7 ACELERACIÓN MÁXIMA Y ESPECTROS PROBABLES

Desde que ocurrió el Terremoto de Caracas se han realizado numerosas investigaciones en busca de respuestas al efecto de amplificación dinámica ocurrida en el sector de Los Palos Grandes. La mayoría de los estudios ¹ realizados hasta la década de 1980 coinciden en asignar aceleraciones del terreno en Caracas entre 0,03g y 0,05g en roca y entre 0,06g y 0,10g para Los Palos Grandes. Asimismo, coinciden en que las aceleraciones espectrales fueron de 2 a 6 veces mayores en depósitos profundos de suelo con respecto a las estimadas en roca, con una máxima amplificación en el rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos.

Entre los trabajos más reconocidos de esa época, se encuentran las dos investigaciones encomendadas por la Comisión Presidencial a los profesores Robert V. Whitman y H. Bolton Seed respectivamente. Ambos estimaron la aceleración del terreno en Los Palos Grandes entre 0,06g y 0,08g. Adicionalmente, presentaron los espectros de aceleración que se muestran en los Gráficos III.1 y III.2 a continuación.

¹ e.g.: Alonso J. L., 1975; Borges, Grases y Ravara, 1969; Comisión Presidencial, 1978a; Fiedler, G., 1969; Fiedler, G., 1968; Grases J., 1968; Seed, et al., 1972; Sozen, et al., 1968; Skinner, 1969; Whitman, 1969.

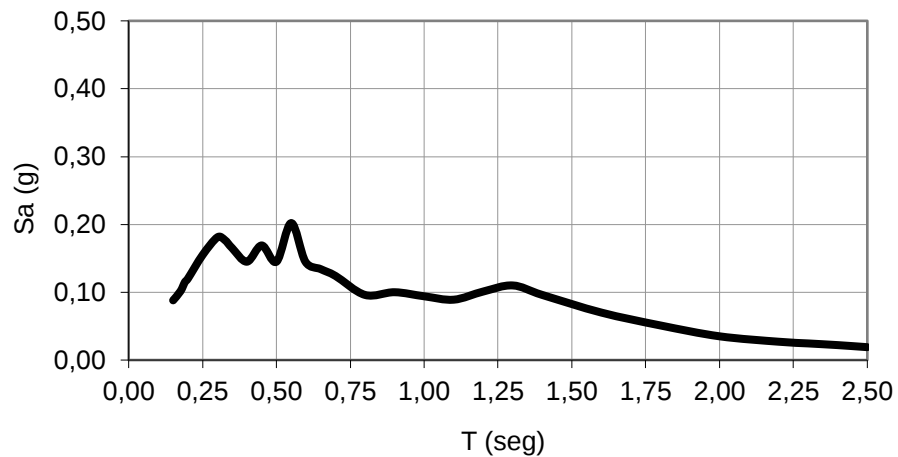
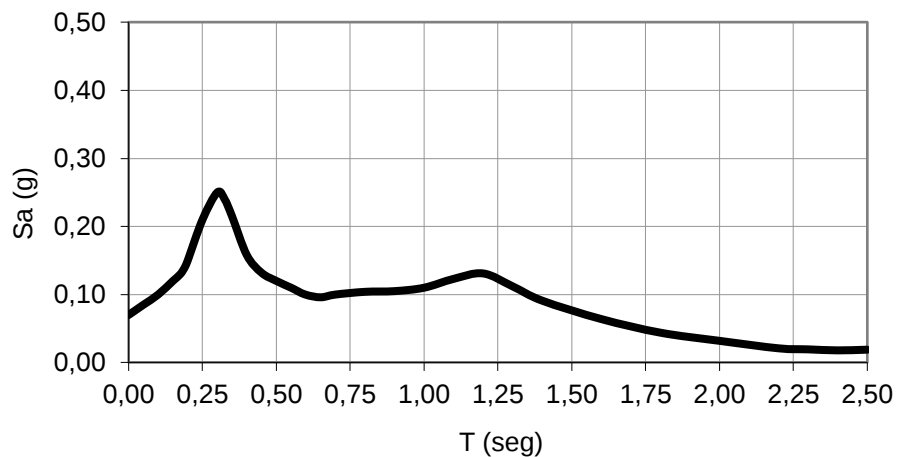


Gráfico III.1 Espectro en LPG, adaptado de Whitman (1969)



**Gráfico III.2 Espectro en LPG,
adaptado de Seed, Whitman, Dezfulian, Dobry e Idriss (1972)**

Por otra parte, José Luis Alonso en el año 1975, en un trabajo relativo a la microzonificación sísmica, hace referencia al caso de Los Palos Grandes 1967 y presenta el espectro de aceleraciones que se muestra en el Gráfico III.4. También Alonso, en una publicación más reciente (2007), propone espectros de aceleración para varias profundidades de depósitos aluvionales del valle de Caracas, el Gráfico III.4 muestra el espectro estimado para profundidades de 230 y 300 m. Cabe destacar que este último, aunque aparece en una publicación reciente, corresponde a los datos del sismo que se manejaban en la década de los setenta, con aceleraciones máximas cercanas a 0,03g en roca y 0,06g en superficie.

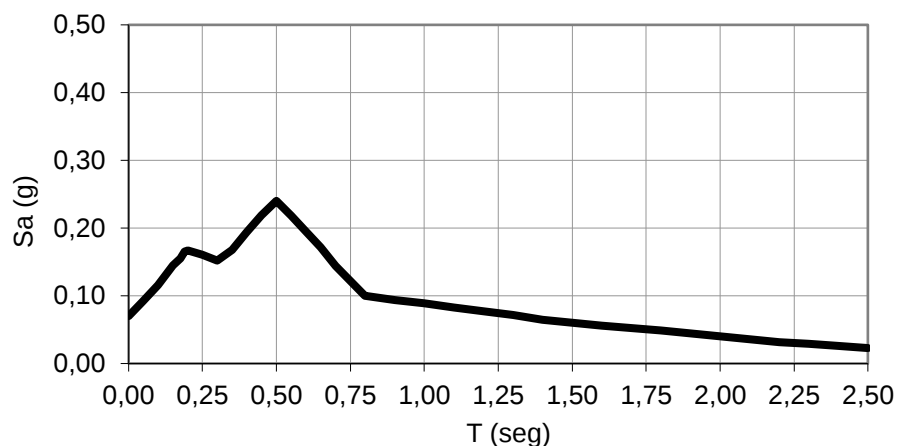


Gráfico III.3 Espectro en LPG, adaptado de Alonso (1975)

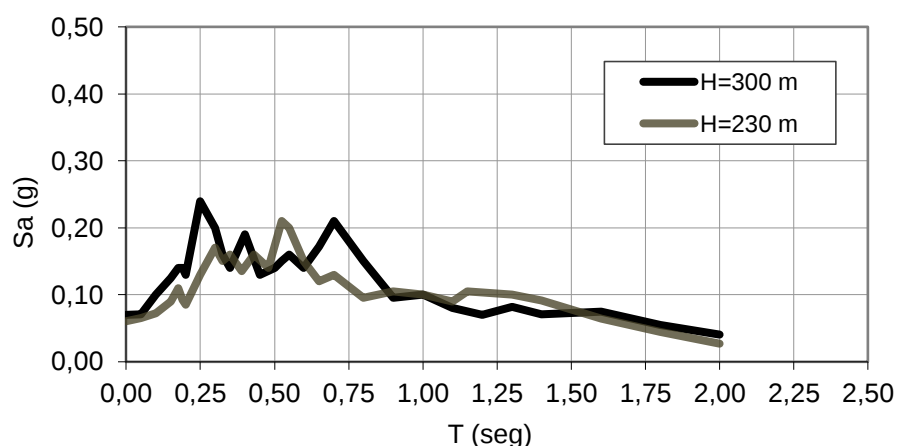


Gráfico III.4 Espectro para Caracas 1967 y profundidades de depósito aluvional entre 230 y 300 m, adaptado de Alonso (2007)

En esa misma época, influenciados por lo ocurrido durante el Terremoto de Caracas, se realizaron muchos estudios sobre la influencia que tienen en las acciones sísmicas las condiciones del suelo local. Uno de esos estudios fue publicado por Seed, Ugas y Lysmer en el año 1976, en el cual presenta una forma espectral para “depósitos profundos de suelos no cohesivos” que sigue siendo referencia actualmente en la bibliografía especializada (Gráfico III.5). Aun cuando ésta no fue presentada específicamente para el caso de Los Palos Grandes, se considera de interés para el desarrollo de este estudio, ya que aplica para las condiciones geotécnicas de Los Palos Grandes. En este gráfico y en los siguientes, A_0 se refiere a la aceleración máxima del terreno.

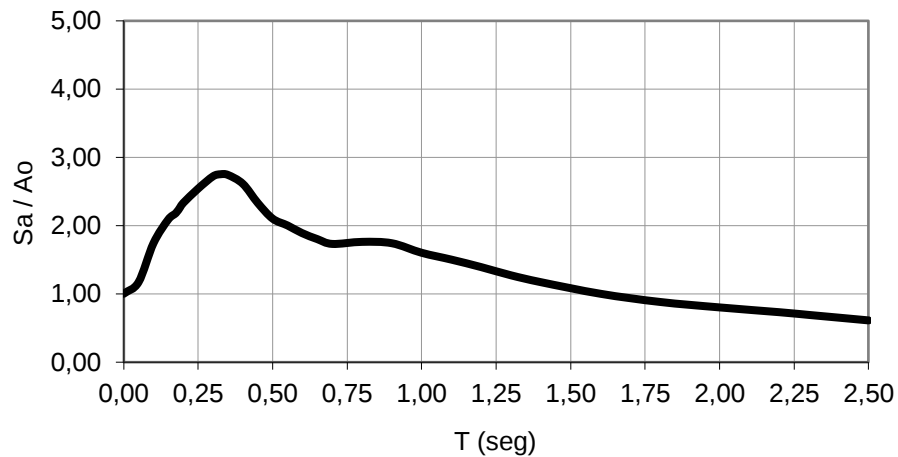


Gráfico III.5 Forma espectral para aluvión, adaptado de Seed y Ugas (1976)

Más recientemente, Papageorgiou y Kim (1991) realizaron una simulación de la respuesta dinámica del valle de Caracas, basados en los datos sobre el Terremoto de 1967 publicados por Suárez y Náblek en el año 1990. Los autores estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15g y 0,21 g, siendo aproximadamente 0,17g para el sector analizado en este estudio. En su publicación incluyen los espectros de respuesta mostrados en el Gráfico III.6.

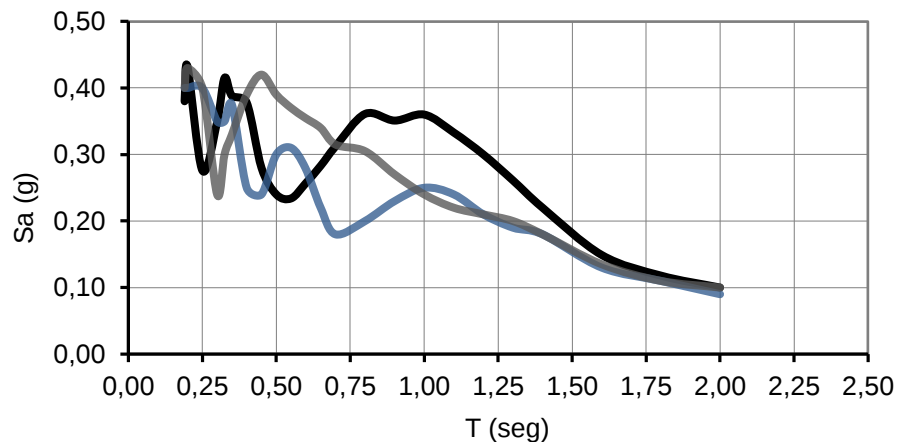


Gráfico III.6 Espectros en LPG, adaptado de Papageorgiou y Kim (1991)

Sin duda, el estudio que contiene información más actualizada hasta la fecha con relación a las acciones sísmicas probables para el valle de Caracas, es el

Proyecto de Microzonificación Sísmica desarrollado por FUNVISIS, cuyos principales resultados fueron publicados en el año 2011 por Schmitz y otros autores. El Gráfico III.7 muestra un par de formas espectrales que se consideran representativas para el perfil de suelo de Los Palos Grandes en la zona correspondiente a este estudio.

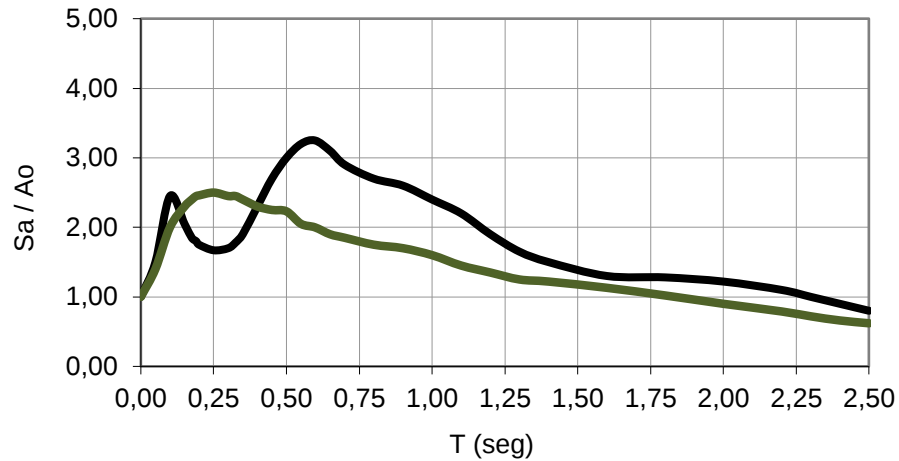


Gráfico III.7 Formas espectrales para LPG, adaptado de Schmitz et al. (2011)

Finalmente, a manera de referencia, se considera también el espectro de diseño referido en la Norma Venezolana COVENIN 1756 (2001), correspondiente a un perfil de suelo S2, aplicable a Los Palos Grandes (Gráfico III.8).

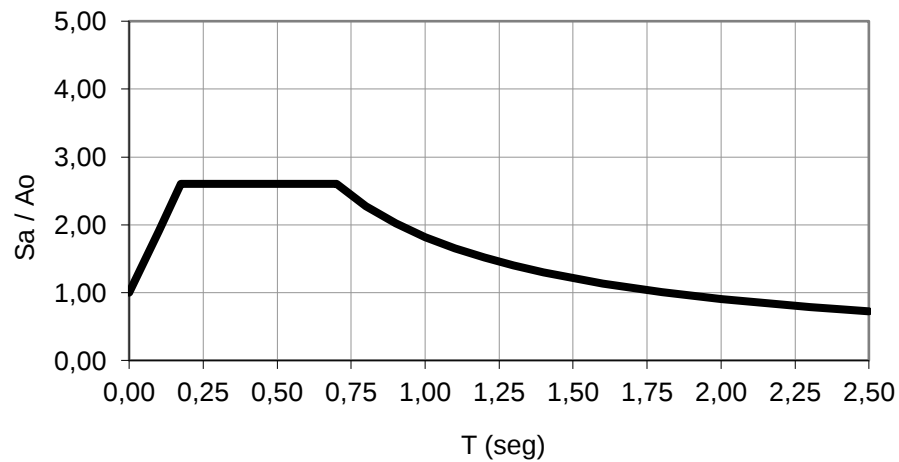


Gráfico III.8 Forma espectral para un Perfil S2, (COVENIN 1756, 2001)

Cabe destacar, que para la aceleración máxima del terreno o los espectros de aceleraciones indicados en este punto, no se hace referencia a la dirección del movimiento, a excepción de la publicación de Papageorgiou y Kim (op.cit.), quienes indican que sus estimaciones fueron realizadas para la componente este-oeste.

Los espectros o formas espectrales referidas en este capítulo fueron adaptados tomando los datos de las fuentes originales y graficándolos nuevamente para hacer coincidir en todos ellos las escalas de los ejes de coordenadas empleados.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS EN LOS PALOS GRANDES EN 1967

IV.1 EDIFICIOS ANALIZADOS

El estudio se realizó sobre una muestra de la población estadística de los edificios en Los Palos Grandes, comprendida por 132 edificios de 6 o más pisos, ubicados entre la Av. Francisco de Miranda y la 4ª transversal (extremos sur y norte) y entre la Av. El Ávila y la Urb. Santa Eduvigis (extremos oeste y este) (Figura IV.1).

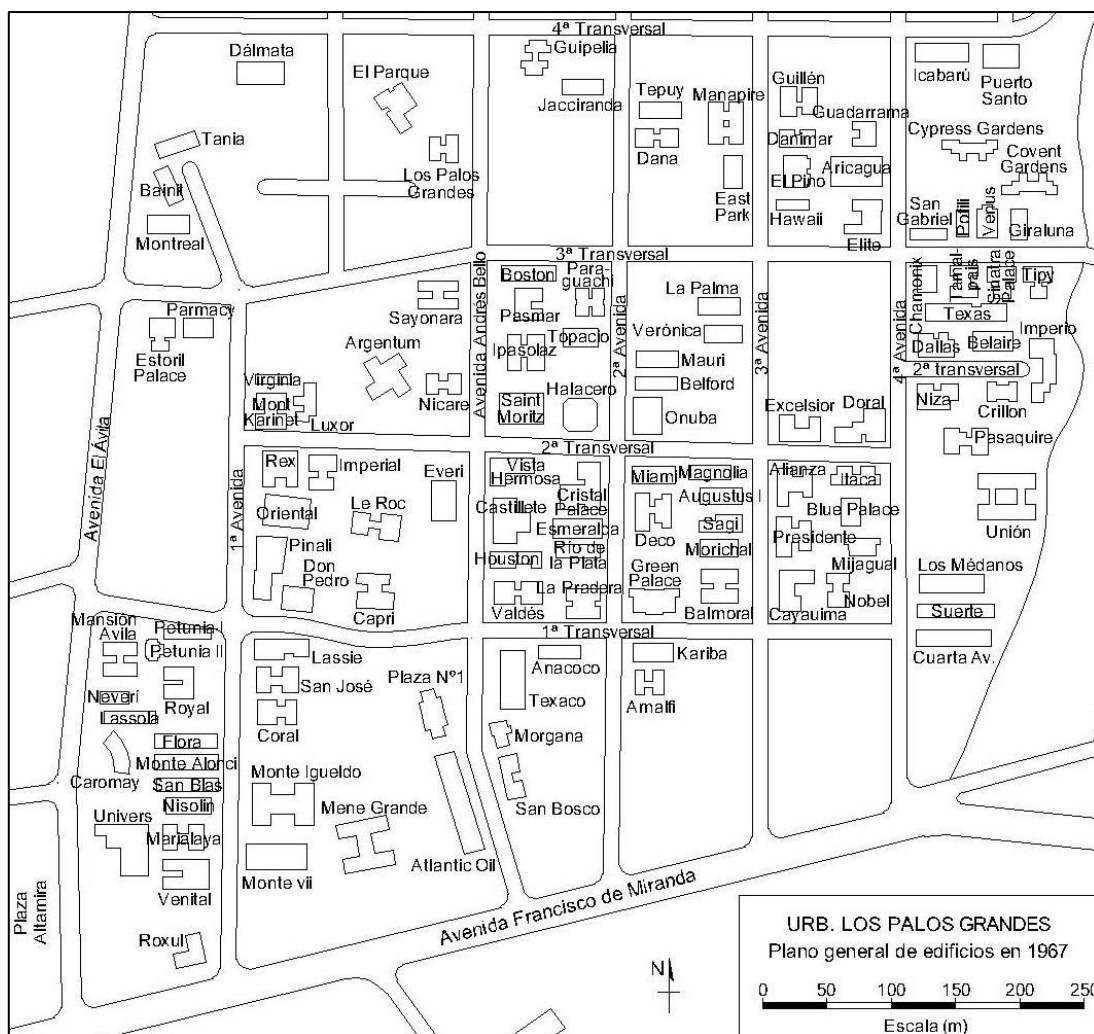


Figura IV.1 Edificios Analizados

IV.2 VARIABLES ANALIZADAS

Se elaboró una ficha para cada edificio con el resultado del levantamiento de información de campo y documental (ver Apéndice en tomo aparte). Estas fichas, además de imágenes de las edificaciones y esquemas o planos de sus estructuras, contienen la información que se lista a continuación.

- Nombre del edificio.
- Número de pisos (pisos libres, sin incluir sótanos confinados).
- Períodos medidos en ambas direcciones principales, norte-sur y este-oeste.
- Nivel de daño asignado: i) según informe de la Comisión Presidencial; ii) según reporte de Hanson y Degenkolb (ver III.4).
- Nivel de daño asignado en este estudio: i) sin daño estructural; ii) daño estructural leve; iii) Daño estructural moderado; iv) daño estructural severo; v) colapso.
- Regularidad de la estructura. Se consideraron formas “H”, “L”, “U” o similares en planta y doble altura de entresijos. En las fichas también se indican los casos de planta baja libre, pero sin considerarse ésta como una irregularidad.
- Presencia y orientación de los Planos Resistentes: i) orientados sólo en dirección norte-sur; ii) orientados sólo en dirección este-oeste; iii) orientados en ambas direcciones N-S y E-O; iv) sin presencia de Planos Resistentes; v) Planos Resistentes no identificados o no tipificables (ver criterios empleados en IV.3).
- Dirección dominante de oscilación asociada al daño: i) norte-sur; ii) este-oeste; iii) ambas direcciones, N-S y E-O; iv) dirección no identificada (ver criterios empleados en IV.10).

Tabla IV.1 Resumen de información sobre edificios

Nombre	Nº Pisos:	Períodos		Daños										Reg.		Planos Resistentes				
		N-S	E-O	D (00,01,1,2,3,4)	D (A, B, C, D)	SIN D.E.	D.E. LEVE-MOD.	D.E. SEVERO	COLAPSO	Dirección				Est. Regular	Est. Irregular	P.R. N-S	P.R. E-O	P.R. NS/EO	SIN P.R.	P.R. No tipificable
										N-S	E-O	N-S y E-O	No identif.							
Alianza NE	12			2	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	-	x	-	-	-
Alianza SE	12			2	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	x	-	-	-	-
Amalfi	11	0,65	0,59	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Anacoco	11	0,70	0,40	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Argentum	14			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Aricagua	7			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
AtlanticOil	9	0,90	1,50	3	C	-	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-
Augustus I	8			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Balmoral	15	0,71	0,75	2	C	-	x	-	-	-	-	x	-	-	x	-	x	-	-	-
Banit	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Belaire	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Belford	7			1	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Blue Palace	18	0,90	0,93	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Boston	9			01	B	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Capri	12	0,75	0,68	2	C	-	x	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-
Caromay	18	0,96	1,09	3	C	-	-	x	-	-	-	x	-	x	-	-	x	-	-	-
Castillete A	18	1,65	1,55	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Castillete B	18			3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Cayaurima A	8			00	B	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Cayaurima B	8			00	B	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Chamonix	12			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Coral Este	11	1,42	1,14	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Coral Oeste	11	1,45	1,15	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
CoventGardens	14	1,18	0,85	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Crillón	13			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Cristal Palace	10			2	A	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	x	-	-	-
Cuarta Avenida	10	0,50	0,32	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-	-
CypressGardens	14			3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Dallas	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Dálmata	11			2	A	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-	x	-
Dana	6			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Danimar	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Deco	9			2	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-
Don Pedro	16	0,88	0,82	2	B	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Doral A	9	0,57	0,57	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Doral B	9	0,57	0,57	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
East Park	11			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
El Parque	13			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x
El Pino	11			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
El Topacio	13			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Élite	8	0,42	0,54	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Esmeralda	6			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-

Resumen de información sobre edificios (continuación)

Nombre	Nº Pisos:	Períodos		Daños										Reg.		Planos Resistentes				
		N-S	E-O	D (00,01,1,2,3,4)	D (A, B, C, D)	SIN D.E.	D.E. LEVE-MOD.	D.E. SEVERO	COLAPSO	Dirección				Est. Regular	Est. Irregular	P.R. N-S	P.R. E-O	P.R. NS/EO	SIN P.R.	P.R. No tipificable
										N-S	E-O	N-S y E-O	No identif.							
Estoril Palace	10			01	B	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Everi	11			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Excelsior	10			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Flora	7	0,45	0,31	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Giraluna	12			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Green Palace	16			01	C	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	x	-	-	-
Guadarrama	10			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Guillén	7			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Guipelia Norte	16	1,58	1,05	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Guipelia Sur	17	1,23	1,20	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Halacero	?			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Hawaii	7	0,46	0,44	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Houston	7	0,45	0,33	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Icabarú	16	1,10	0,60	2	B	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Imperial	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Imperio	11			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Ipasolaz	12	1,20	0,93	2	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-
Itaca	16	0,80	1,60	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Jacciranda	13			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Kariba	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
La Palma	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
La Pradera	10			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Lassie	9	0,59	0,48	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Lassola	6			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Le Roc Este	15	1,06	1,06	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Le RocOste	15	1,49	1,05	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Los Médanos	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Los Palos Grandes	7			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Luxor	11			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Magnolia	10			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Manapire	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Mansión Ávila	6	0,32	0,29	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Marialaya	10			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Mauri	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Mene Grande	16			3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Miami	8			01	B	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Mijagual	12			4	D	-	-	-	x	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
MontKarinet	7			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Monte Alonci	7			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Monte Igueldo	8	0,42	0,42	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Monte VII	7			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Montreal	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-

Resumen de información sobre edificios (continuación)

Nombre	Nº Pisos:	Períodos		Daños										Reg.		Planos Resistentes				
		N-S	E-O	D (00,01,1,2,3,4)	D (A, B, C, D)	SIN D.E.	D.E. LEVE-MOD.	D.E. SEVERO	COLAPSO	Dirección				Est. Regular	Est. Irregular	P.R. N-S	P.R. E-O	P.R. NS/EO	SIN P.R.	P.R. No tipificable
										N-S	E-O	N-S y E-O	No identif.							
Morgana	14			1	C	-	x	-	-	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Morichal	10			2	A	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-	x	-
Neverí	12			4	D	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Nicare	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Nisolin	7			2	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Niza	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Nobel	8	0,45	0,35	00	C	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Onuba	7			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-	-
Oriental	9			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Paraguachi	8			1	A	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	x	-	-	-
Paramacay	10			00	B	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Pas Mar	12			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Pasaquire	12	1,35	0,80	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Petunia I	15	1,42	1,00	2	C	-	x	-	-	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Petunia II	21	1,70	1,40	3	C	-	-	x	-	-	-	-	x	x	-	-	x	-	-	-
Pinali	8			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Plaza 1	12	0,71	0,71	01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	-	x
Pofili	6			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Presidente	9			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Puerto Santo	17	0,80	0,99	1	A	-	x	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-	x	-
Rex	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Río de la Plata	9			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Roxul	18			2	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-
Royal	10	1,43	1,00	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Sagi	8			1	A	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	x	-	-	-	-
Saint Moritz	11			1	B	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	x	-	-	-	-
San Blas	7	0,45	0,32	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
San Bosco	14	0,88	0,68	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
San Gabriel	6			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
San José	10			4	D	-	-	-	x	x	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Sayonara	12			1	B	-	x	-	-	-	x	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Sinatra Palace	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Suerte	6	0,50	0,42	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Tamalpais	9			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	x	-
Tania	11			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-
Tepuy	7			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Texaco	10			01	B	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Texas	10	0,48	0,83	00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Tipy	10			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Unión	17	1,70	2,05	3	C	-	-	x	-	x	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Univers A	10			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Univers B	10			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-

Resumen de información sobre edificios (continuación)

Nombre	Nº Pisos:	Períodos		Daños										Reg.		Planos Resistentes				
		N-S	E-O	D (00,01,1,2,3,4)	D (A, B, C, D)	SIN D.E.	D.E. LEVE-MOD.	D.E. SEVERO	COLAPSO	Dirección				Est. Regular	Est. Irregular	P.R. N-S	P.R. E-O	P.R. NS/EO	SIN P.R.	P.R. No tipificable
										N-S	E-O	N-S y E-O	No identif.							
Valdés	14	0,70	0,65	2	B	-	x	-	-	x	-	-	-	-	x	x	-	-	-	-
Venital	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Venus	9			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-
Verónica	8			00	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Virginia	7			01	A	x	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	x	-
Vista Hermosa	10	0,62	0,49	01	C	-	x	-	-	-	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-

Edificio Palace Corvin (Ubicado en Altamira Sur, cerca del área de estudio)

Palace Corvin E	10			4	D	-	-	-	x	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-
Palace Corvin O	10	1,13	0,71	3	D	-	-	x	-	x	-	-	-	x	-	-	x	-	-	-

Observaciones:

- ✓ El edificio Palace Corvin se presenta en la tabla sólo como referencia, ya que se encuentra fuera de los límites del área de estudio y no ha sido incluido en el análisis estadístico.
- ✓ Son en total 124 edificios analizados, no obstante el tamaño de la muestra es 132. En los casos de edificaciones con varios cuerpos estructurales independientes se consideró cada uno por separado.
- ✓ El edificio Halacero tiene 22 pisos en la actualidad, sin embargo, su estructura estaba en construcción y no se consiguió información sobre el número de pisos ya construidos para el momento del sismo. Por lo tanto, no se incluye este edificio en los análisis donde se presenta la altura o número de pisos como variable.

IV.3 PLANOS RESISTENTES

Para efectos de esta investigación, se define como Planos Resistentes (PR) a los ejes estructurales que poseen muros o pórticos de carga con vigas altas, miembros estructurales que le proporcionan al edificio mayor rigidez y resistencia ante acciones sísmicas en esa dirección. La Figura IV.2 a continuación, muestra ejemplos de edificios Con Planos Resistentes (CPR) y Sin Planos Resistentes (SPR).

La presencia y la orientación de los Planos Resistentes pueden considerarse entre las variables que generan mayor diferencia en la rigidez y la resistencia, ante acciones sísmicas, en las dos direcciones principales en un edificio típico construido antes del año 1967. Por esta razón, se han usado estas propiedades para el análisis de

los efectos direccionales de las acciones sísmicas y del desempeño de las edificaciones que se desarrolla en este trabajo.

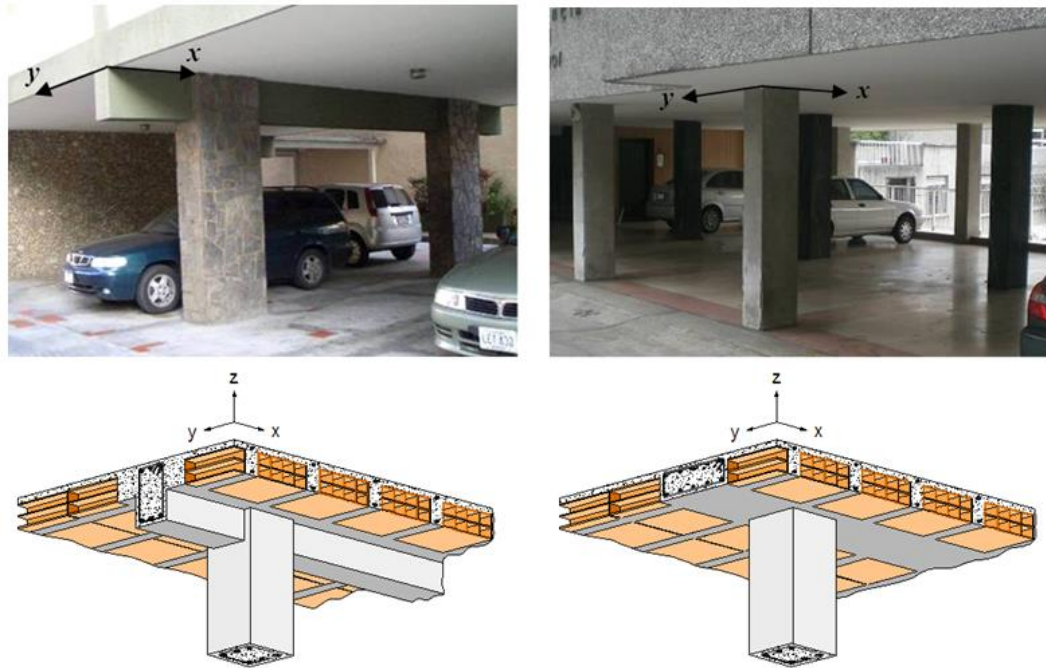


Figura IV.2 Planos Resistentes
Izq: CPR en dirección “x”, SPR en dirección “y”. Der: SPR en ambas direcciones

Se dividieron los edificios en tres grupos: i) Sin P.R.: edificios sin Planos Resistentes en ambas direcciones; ii) P.R. N-S: edificios con Planos Resistentes orientados en dirección norte-sur y sin Planos Resistentes en dirección este-oeste; iii) P.R. E-O: edificios sin Planos Resistentes orientados en dirección N-S y con Planos Resistentes en dirección E-O.

IV.4 DISTRIBUCIÓN DE EDIFICIOS POR ALTURA, REGULARIDAD Y PLANOS RESISTENTES

El Gráfico IV.1 presenta la distribución de edificios por altura. Éstos se pueden agrupar en tres bloques, aproximadamente un tercio cuenta con una altura, en número de pisos, entre 6 y 8; poco menos de un tercio tienen 9 y 10 pisos y; poco más de un tercio tienen entre 11 y 21 pisos.

El Gráfico IV.2 indica que aproximadamente la mitad de los edificios son regulares y la otra mitad son irregulares.

El Gráfico IV.3 muestra la distribución de los edificios con relación a la presencia y orientación de los Planos Resistentes. Aproximadamente la mitad no cuenta con Planos Resistentes. Del resto de los edificios que sí cuentan con Planos Resistentes, su orientación se distribuye aproximadamente en mitad dirección norte-sur y mitad dirección este-oeste. Hay muy pocos edificios que cuentan con Planos Resistentes orientados en ambas direcciones.

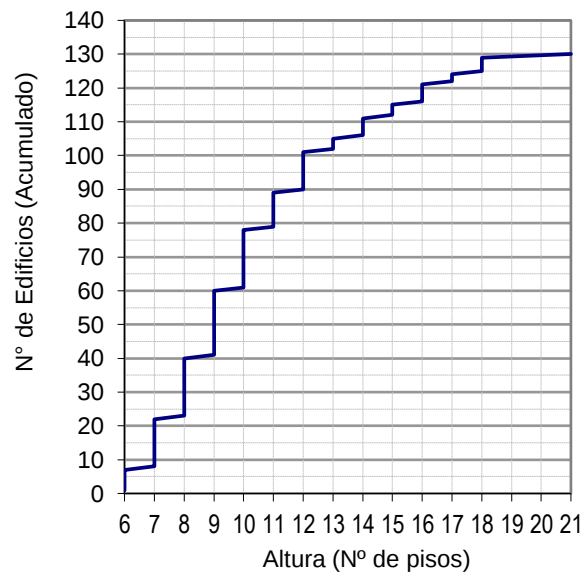


Gráfico IV.1 Distribución de edificios según la altura



Gráfico IV.2 Distribución de edificios según la regularidad

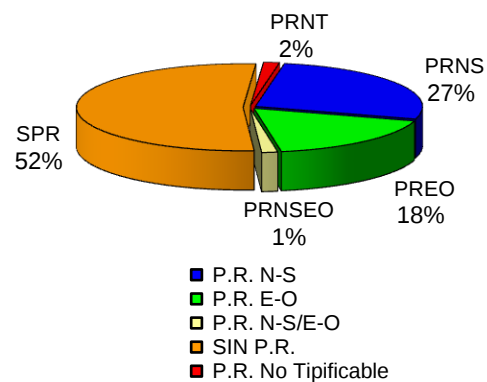


Gráfico IV.3 Distribución de edificios según los Planos Resistentes

Los Gráficos IV.4 y IV.5 muestran nuevamente la distribución de edificios por altura, pero esta vez discriminados según la presencia y orientación de los Planos Resistentes. Se puede observar que el sistema estructural más usado para los edificios bajos, hasta 10 pisos, fue “sin Planos Resistentes”, mientras que para 10 o más pisos se usaron ambos sistemas, “sin” y “con planos resistentes”, en proporciones similares.

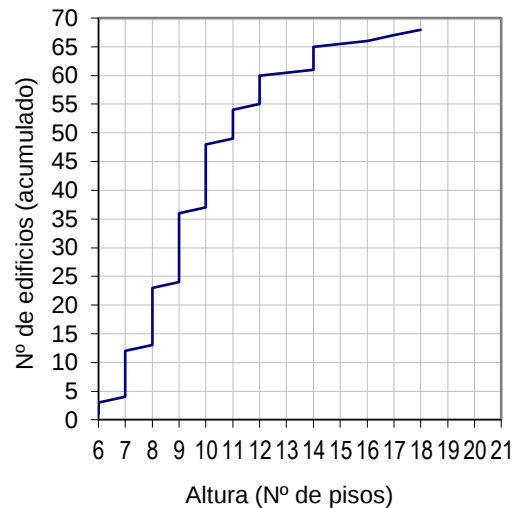


Gráfico IV.4
Distribución de edificios según la altura, sólo edificios sin Planos Resistentes

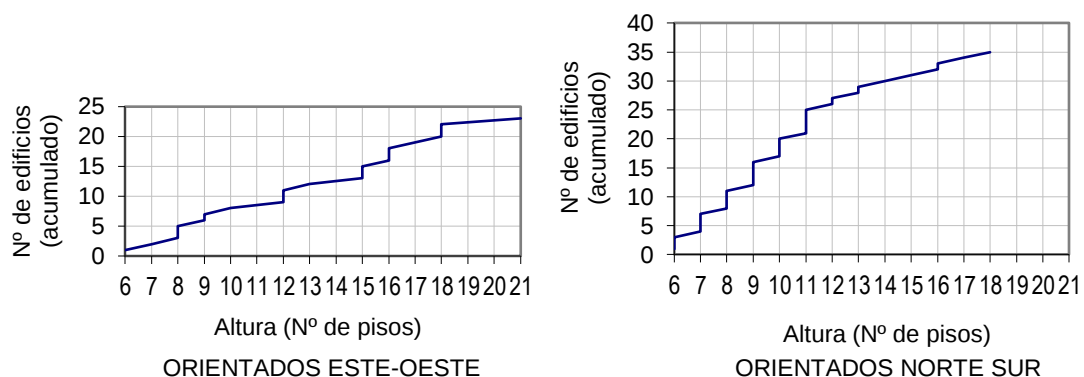


Gráfico IV.5 Distribución de edificios según la altura, sólo edificios con Planos Resistentes

En los gráficos anteriores se observa que no hay simetría en el tamaño de las muestras, ni en la distribución de las variables altura, regularidad y Planos Resistentes, situación que, sin duda, podría introducir un sesgo en los resultados de los análisis estadísticos que se presentan más adelante. En este sentido, se ha sido

muy prudente en el análisis, procurando discretizar y agrupar las muestras y variables de tal forma que se minimice dicho sesgo en los resultados.

IV.5 DISTRIBUCIÓN GENERAL DE DAÑOS

El Gráfico IV.6 se refiere a la distribución general de daños en edificios, de acuerdo a la clasificación realizada por la Comisión Presidencial y también para la clasificación alternativa adoptada en este estudio. La Tabla IV.2 presenta la equivalencia entre ambas clasificaciones de daño.

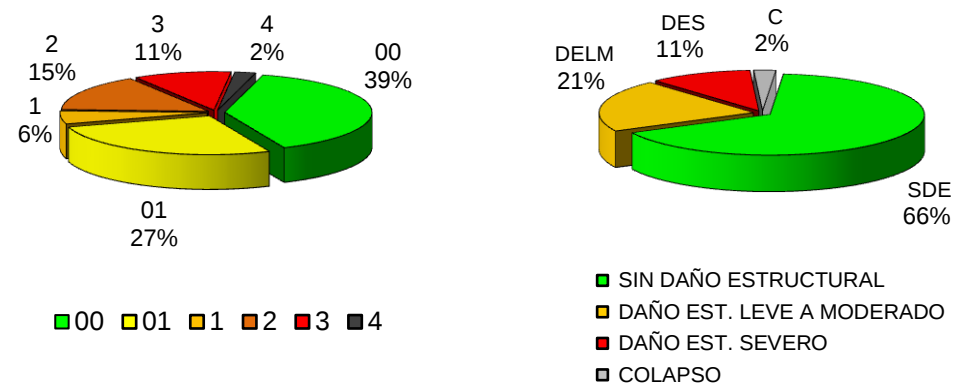


Gráfico IV.6 Distribución de daños. Izquierda: según la clasificación de la Comisión Presidencial. Derecha: según la clasificación de este estudio.

Tabla IV.2 Equivalencias en la clasificación general de daños

Clasificación según la Comisión Presidencial		Clasificación en este estudio
Tipo	Descripción	
00	Sin daño	SIN DAÑO ESTRUCTURAL
01	Grietas sólo en paredes.	
1	Fisuras en algunos elementos estructurales (pocos elementos en comparación con el total del edificio). Algunas paredes con fisuras o grietas.	DAÑO ESTRUCTURAL LEVE
2	Elementos estructurales agrietados o rotos, localizados en una zona del edificio. La tabiquería dañada en menos de la mitad del edificio.	DAÑO ESTRUCTURAL MODERADO
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada en más de la mitad de los pisos o derrumbada en algunas zonas del edificio.	DAÑO ESTRUCTURAL SEVERO
4	Edificio derrumbado total o parcialmente	COLAPSO

Se observa que mucho más de la mitad de los edificios de seis o más pisos en el área de estudio sufrió algún tipo de daño, pero sólo el 34% presentó daños estructurales.

Antes seguir en el análisis de los resultados presentados en el gráfico, vale recordar que ha sido suficientemente documentado que las paredes fueron siempre la primera reacción del edificio ante el sismo y por tanto, los primeros elementos en dañarse. Hubo muchos edificios cuyos daños fueron sólo en paredes, mientras por el contrario, no hubo casos de daños sólo en estructura (ver II.1.2).

Llama la atención que, de acuerdo a la clasificación de daños realizada por la Comisión Presidencial, apenas el 6% de los edificios presentaron daños tipo 1, en contraste con las otras categorías con un porcentaje mucho mayor. El tipo 1 corresponde a un daño estructural leve, sólo fisuras, en la frontera del daño sólo en tabiquería y del daño estructural.

Lo expuesto en los párrafos anteriores, es consistente con la hipótesis de que inicialmente las paredes proporcionan gran parte de la rigidez y la resistencia del edificio, con una mínima participación de los miembros estructurales; una vez que las paredes comienzan a dañarse, su rigidez y resistencia se degradan bruscamente, lo que traslada, también bruscamente, la demanda hacia la estructura y produce daños moderados a severos, con muy pocos casos de daños estructurales leves. Es cierto que este análisis estadístico, por sí sólo, no es suficiente para demostrar esta afirmación; sin embargo, muestra una tendencia que también se ve respaldada en el análisis de las propiedades tensión-deformación de miembros estructurales de concreto armado y de elementos de mampostería, tema que se analiza en el CAPÍTULO V (ver V.1.4).

IV.6 DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS SEGÚN LA ALTURA

El Gráfico IV.7 muestra la distribución de daños en función de la altura del edificio en número de pisos. Luego, el Gráfico IV.8 presenta el porcentaje de edificios con daño estructural, también en función de la altura. En este último gráfico,

la unidad “N° de pisos ± 1 ” corresponde a una agrupación de edificios realizada para suavizar la curva, donde “7” corresponde a “6 a 8” pisos; “8” corresponde a “7 a 9” pisos y así sucesivamente. En las gráficas siguientes se aplicó el mismo criterio.

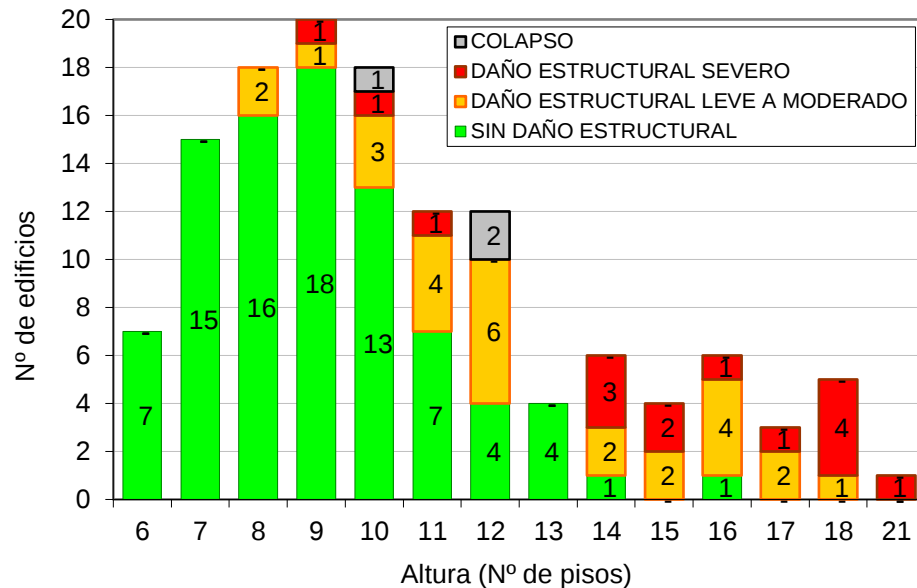


Gráfico IV.7 Distribución de daños en función de la altura

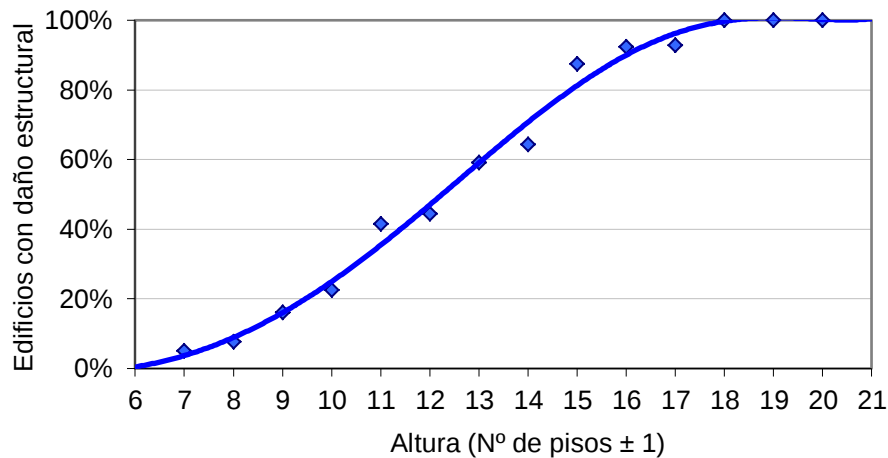


Gráfico IV.8 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura (general)

El análisis de los gráficos confirma que la altura de los edificios fue un factor decisivo en el desempeño estructural. Hasta 7 pisos, los edificios manifestaron un excelente desempeño ante el sismo, sin manifestación de daños estructurales. A

partir de 8 pisos, a mayor altura hubo cada vez mayor proporción de edificios dañados, hasta alcanzar un 100% de edificios con daño estructural para una altura de 17 pisos. No obstante, destaca que los que colapsaron no fueron los de mayor altura, sino edificios entre 10 y 12 pisos.

IV.7 DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS SEGÚN LA REGULARIDAD

El Gráfico IV.9 muestra la distribución de daños en las estructuras regulares y en las irregulares. A continuación, el Gráfico IV.10 presenta el porcentaje de edificios con daño estructural en función del número de pisos, esta vez separando las estructuras regulares de las irregulares.

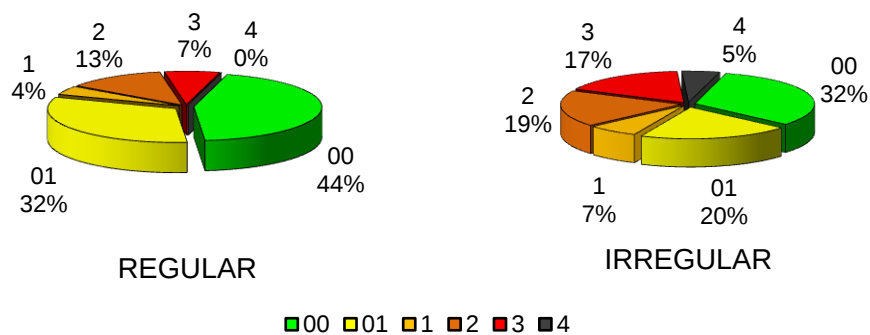


Gráfico IV.9 Distribución de daños según la regularidad

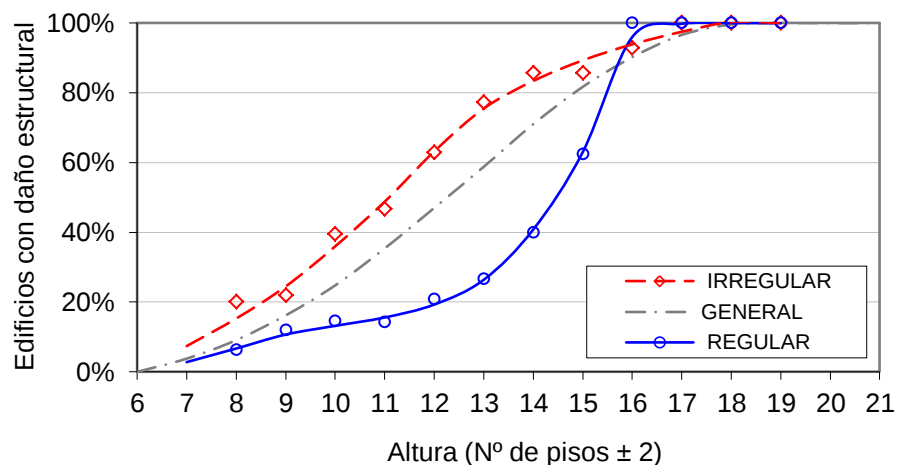


Gráfico IV.10 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según la regularidad

Se aprecia que hubo daños en ambos grupos de edificios, sin embargo, es evidente que los regulares presentaron un mejor desempeño que los irregulares. También destaca que la influencia de la regularidad en el desempeño fue mucho más marcada para edificios de altura intermedia, entre 10 y 15 pisos, con una máxima diferencia para edificios de 13 pisos, lo que sugiere que la irregularidad generó mayores efectos nocivos para ese rango de altura. El Gráfico IV.11 muestra la distribución de daños sólo para edificios entre 10 y 15 pisos.

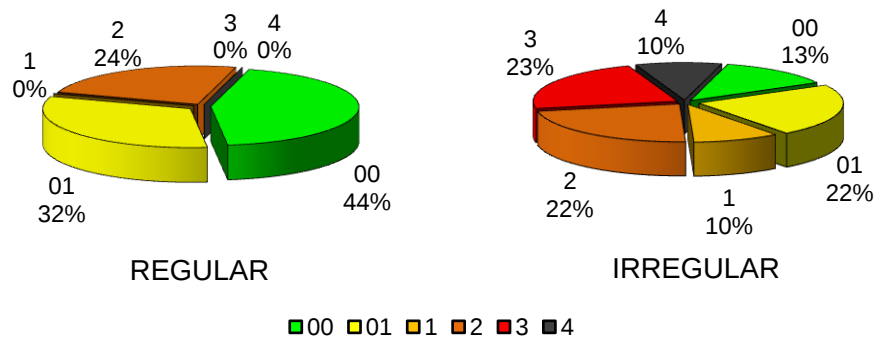


Gráfico IV.11 Distribución de daños según la regularidad (sólo edificios de 10 a 15 pisos)

Llama la atención que todos los edificios que colapsaron tenían una configuración irregular y que su altura estaba dentro del rango probable de máxima influencia de la irregularidad en el desempeño.

IV.8 DISTRIBUCIÓN DE LA INTENSIDAD DEL DAÑO EN LA ALTURA (MECANISMOS DE ENTREPISO)

En algunos casos, el daño en los edificios se distribuyó de forma equilibrada, involucrando una porción significativa de la altura del edificio y variando su intensidad gradualmente de un entrepiso a otro. En otros casos, hubo una marcada diferencia en la intensidad del daño de entrepisos sucesivos, observándose daños muy severos en uno o en pocos entrepisos, mientras que en el resto de la altura del edificio no hubo daños o fueron muy leves. La Figura IV.3 muestra dos ejemplos.



Figura IV.3 Ejemplo de distribución de daños en altura.
Izquierda: edificio Castillete (FUNVISIS, 2005) con daño distribuido en toda su altura;
Derecha: Edificio Coral (Steinbrugge, 1967) con daño concentrado en sólo dos entrespisos

Los síntomas observados, en el caso de daño concentrado, son indicativos de la formación de mecanismos de entresiso blando o entresiso débil, el primero asociado a la rigidez y el segundo a la resistencia. En el caso de entresiso blando, ocurre una concentración de la deriva en sólo uno o en pocos entresisos con relación al total del edificio, con una gran demanda de deformación para los miembros estructurales de dichos sectores; en el caso de entresiso débil, ocurre la falla prematura de algunos miembros estructurales después de romperse las paredes, inclusive ante derivas relativamente bajas, pero también en uno o en pocos entresisos con relación al total del edificio. Estos mecanismos ocurrieron inclusive en zonas donde la tabiquería era continua y por tanto, ni el “entresiso blando” ni el “entresiso débil” eran evidentes en la configuración original del edificio.

La Tabla IV.3 siguiente muestra la clasificación de los edificios según la distribución de la intensidad del daño en la altura, identificando aquellos en los cuales se formaron mecanismos de entresiso. Se incluye en la tabla en cuántos entresisos se concentró el daño y su proporción con relación al total de niveles del edificio. Este

análisis sólo pudo realizarse para el grupo de edificios con daño estructural severo, ya que para gran parte de los edificios correspondientes a grupos con menor intensidad de daño, no fue posible identificar si éstos fueron “concentrados”, o “distribuidos”.

Tabla IV.3 Clasificación de edificios según la distribución de la intensidad del daño en la altura. Identificación de mecanismos de entrepiso (sólo edificios con daño estructural severo)

Nombre	N° de pisos	Distribución del daño en altura			
		Distribuido	Concentrado (mecanismo)	Entrepisos Involucrados	
				N° de pisos	Porcentaje
Amalfi	11		x	4	36%
Atlantic Oil	9		x	2	22%
Blue Palace	18	x			-
Caromay	18	x			-
Castillete A	18	x			-
Castillete B	18	x			-
Covent Gardens	14		x	3	21%
Cypress Gardens	14		x	2	14%
Le Roc Este	15		x	2	13%
Le Roc Oeste	15		x	5	33%
Mene Grande	16		x	5	31%
Petunia II	21	x*			-
Royal	10	x			-
San Bosco	14		x	3	21%
Unión	17		x	4	24%

(*) En el caso del edificio Petunia II, los daños se concentran sólo en pocos entrepisos. Sin embargo, éstos fueron principalmente fallas por compresión en columnas, más atribuibles a los momentos de volcamiento que a la deriva del entrepiso afectado. Por lo tanto, no se considera como daño concentrado para los efectos de identificar mecanismos de entrepiso blando o débil.

El Gráfico IV.12 siguiente presenta, para la muestra disponible de 15 edificios, la comparación de la cantidad que exhibieron daño concentrado (síntomas de mecanismos de entrepiso blando o débil) versus aquellos que presentaron daño distribuido. A la izquierda del gráfico se presenta el resultado para la totalidad de los edificios analizados (general), al centro se presenta sólo para los edificios con altura menor o igual a 15 pisos (8 edificios) y a la derecha se muestran sólo los edificios de más de 15 pisos (7 edificios).



Gráfico IV.12 Distribución del daño en la altura

Se observa que, entre los edificios que presentaron daños estructurales severos, un porcentaje altísimo de aquellos cuya altura es menor o igual a 15 pisos desarrolló mecanismos de entrepiso. Para edificios más altos, estos mecanismos se presentaron en menor proporción. Destaca que en ningún caso se identificaron mecanismos de entrepiso en edificios de altura mayor o igual a 18 pisos.

Este tipo de comportamiento estructural, en el cual se forman mecanismos de entrepiso blando o débil que no eran evidentes en la configuración original del edificio, pero que son inducidos una vez que se rompen las paredes en sectores localizados, degradando bruscamente la resistencia y rigidez, ha sido observado en Venezuela no sólo durante el Terremoto de 1967, sino también durante sismos posteriores (Cariaco 1997 y Tucacas 2009) y en edificaciones diseñadas bajo la vigencia de códigos o normas muy recientes (Urish & Beauperthuy, 2012).

IV.9 DISTRIBUCIÓN DE DAÑOS SEGÚN LOS PLANOS RESISTENTES

El Gráfico IV.13 siguiente presenta la distribución de daños según la presencia y orientación de los Planos Resistentes. Se observa que los edificios con Planos Resistentes orientados en dirección este-oeste (P.R. E-O) fueron los más dañados por el sismo, mientras el resto manifestó un mejor desempeño. Es importante advertir que para el caso del grupo “Sin P.R.” hay un sesgo con relación a los otros dos grupos, ya que tiene mayor proporción de edificios bajos que de edificios altos, situación que enmascara la vulnerabilidad de este grupo con relación a los otros dos.

Para el caso de los grupos “P.R. N-S” y “P.R. E-O” la distribución por altura es similar, por tanto sí son comparables.

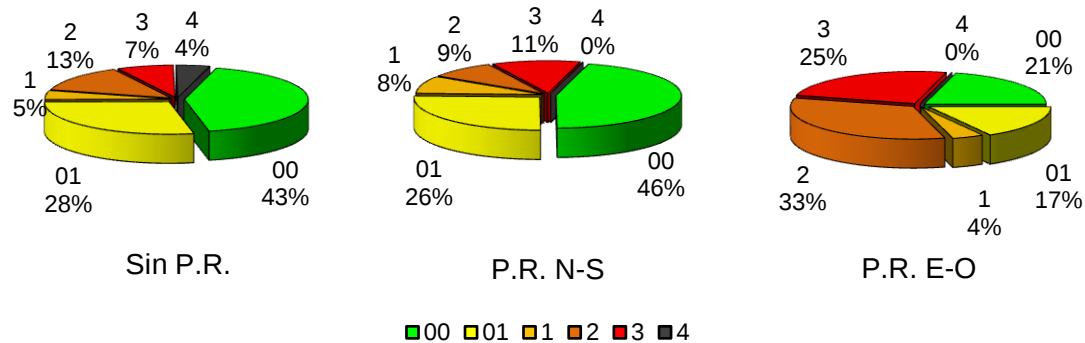


Gráfico IV.13 Distribución de daños según los Planos Resistentes

El Gráfico IV.14 a continuación, presenta el porcentaje de edificios con daño estructural en función del número de pisos, ahora discriminando las estructuras según los Planos Resistentes.

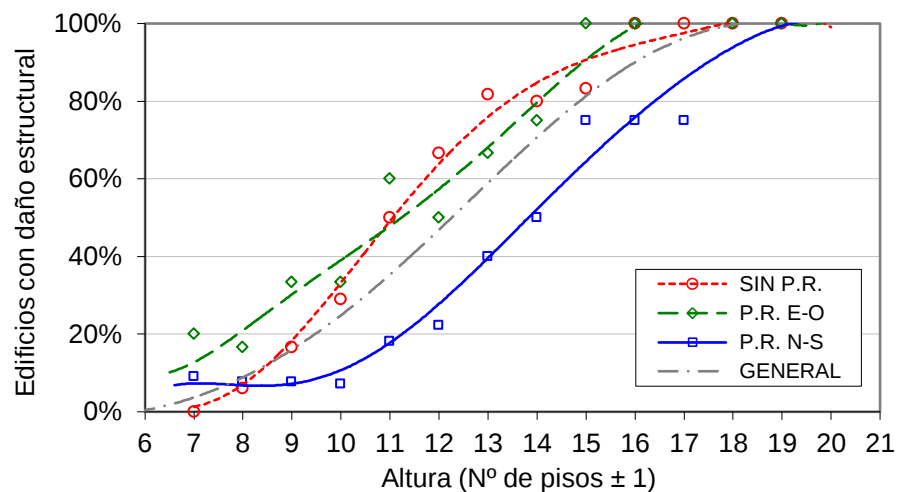


Gráfico IV.14 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según los Planos Resistentes

Se observa el mayor porcentaje de daños para que los edificios con Planos Resistentes en dirección este-oeste y un notable mejor desempeño para los que tienen Planos Resistentes orientados norte-sur. Al igual que en el caso de los edificios discriminados por su regularidad, la mayor diferencia en el desempeño de los distintos grupos evaluados se obtiene para alturas entre 10 y 15 pisos.

Finalmente, el Gráfico IV.15 muestra la distribución de daños según los Planos Resistentes, ahora sólo para edificios de 10 a 15 pisos. Se observa de forma más categórica que el mejor desempeño estructural lo tuvieron los edificios del grupo P.R. N-S, luego los del grupo Sin P.R. y que el más severamente afectado fue el grupo P.R. E-O.

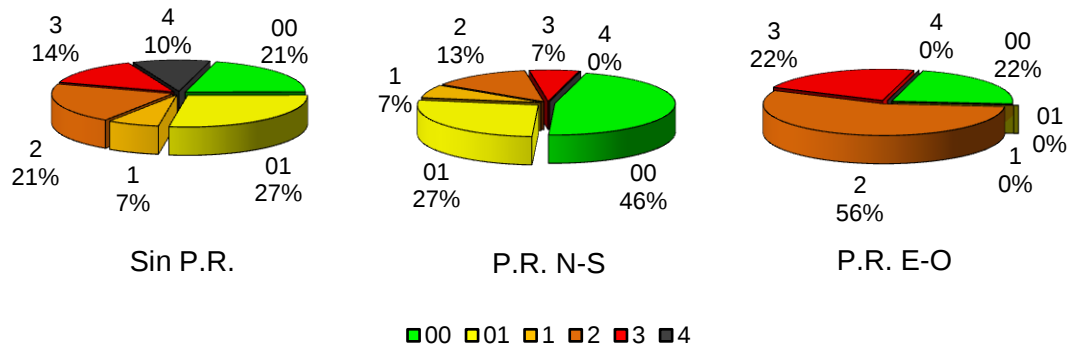


Gráfico IV.15 Distribución de daños según los Planos Resistentes (sólo edificios de 10 a 15 pisos)

Para descartar el posible sesgo que pudieran introducir los edificios con irregularidades, se presenta a continuación el Gráfico IV.16 con el porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según los Planos Resistentes, ahora sólo para los edificios regulares.

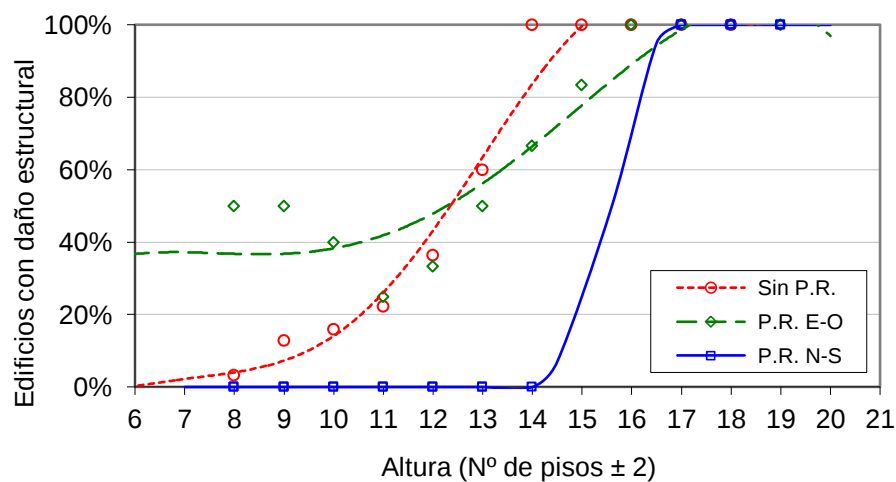


Gráfico IV.16 Porcentaje de edificios con daño estructural en función de la altura y según los Planos Resistentes (sólo edificios regulares)

Se observa una mayor diferencia entre la proporción de daños de los tres grupos de edificios y además, se evidencia el excelente desempeño que presentaron los más bajos del grupo P.R. N-S, hasta una altura de 14 pisos. A partir de esa altura, la porción de edificios dañados tiende al 100% en todos los grupos.

Es importante destacar que la única diferencia conceptual entre el grupo P.R. N-S y el P.R. E-O es la orientación de los Planos Resistentes. Es decir, son edificios de estructuraciones similares pero rotados 90°. La gran diferencia en el desempeño de estos dos grupos sugiere que el sismo fue más intenso en dirección norte-sur y que la ausencia de Planos Resistentes en esa dirección fue un factor determinante en la generación de daños.

IV.10 DIRECCIÓN DE MAYOR VIBRACIÓN DEL EDIFICIO A PARTIR DEL DAÑO

Una vez advertida la hipótesis de una mayor intensidad del movimiento sísmico en dirección norte-sur, discutida en los puntos III.5y III.6 y reafirmada en el punto IV.9 anterior, se realizó un análisis de la dirección dominante de oscilación de los edificios basándose en la interpretación de los síntomas de daño en las paredes y la estructura.

Ya se explicó en el punto III.3, como el agrietamiento diagonal o en “x” en las paredes está asociado a una deriva en su misma dirección, por el contrario, el agrietamiento perimetral en el contacto con el marco estructural que la contiene es indicativo del desencajamiento por una deriva en dirección perpendicular a la pared que, en los casos más severos puede hacerla volcar fuera de su plano. Con relación a los miembros estructurales, las grietas de corte y flexión son indicativas de una deriva en la dirección en que éstos se orientan. Bajo estos criterios de análisis, la Figura IV.4 a continuación muestra de forma esquemática como fue identificada la dirección dominante del movimiento. Más adelante, la Figura IV.5 muestra el ejemplo de un edificio cuyos daños reflejan un claro dominio de oscilaciones en dirección norte-sur.

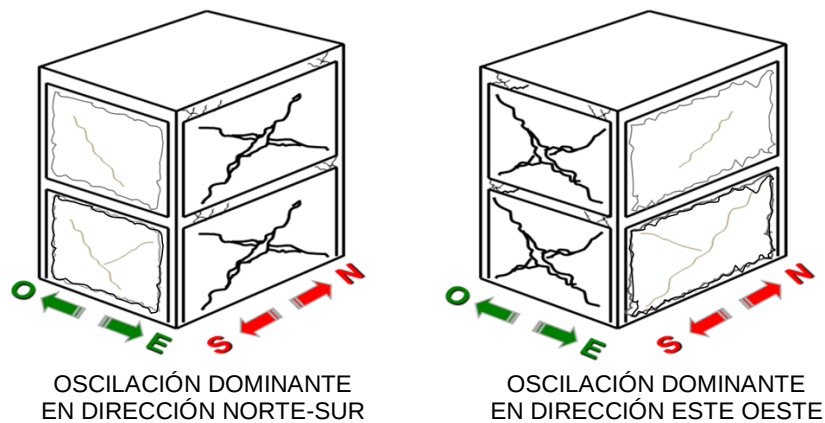


Figura IV.4 Esquemas de identificación de la dirección dominante del movimiento



Figura IV.5 Edificio San Bosco (adaptado de Steinbrugge, 1967)
Ejemplo de daños en paredes que indican
una oscilación del edificio en dirección norte-sur

El Gráfico IV.17 muestra, en porcentajes, la cantidad de edificios cuyos daños estuvieron asociados predominantemente a cada una de las direcciones cardinales principales, sea norte-sur, este-oeste o ambas direcciones. También se incluyen aquellos en los que no fue posible identificar su dirección de oscilación.

A la izquierda se muestra el resultado del análisis para los 44 edificios con daño estructural. Dado que en este grupo hay un alto porcentaje de edificios en los cuales no se pudo identificar su dirección dominante de oscilación, por la carencia de información detallada en casos con daños de poca magnitud, se presenta a la derecha

el análisis sólo incluyendo a los 18 edificios que presentaron un nivel de daño severo o colapso (“3” o “4”), sobre los cuales sí se posee una documentación cuantiosa y muy detallada.

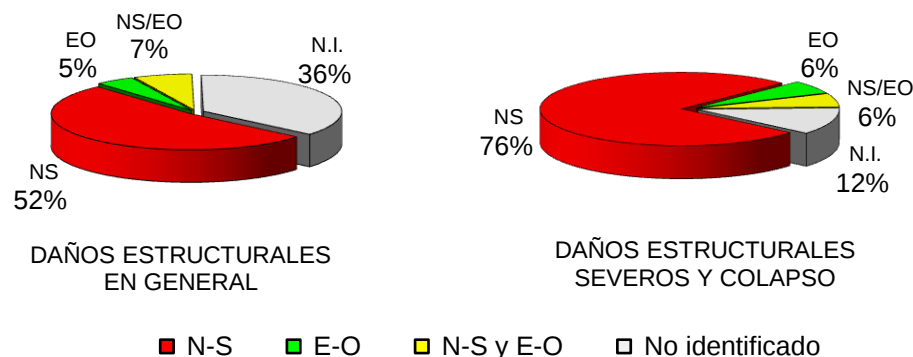


Gráfico IV.17 Dirección dominante de la vibración asociada al daño

En los gráficos se observa que la gran mayoría de los edificios dañados presentaron signos de haber vibrado más intensamente en la dirección norte-sur. Si a esto se le suma lo indicado en el punto IV.9, relacionado con la orientación de los Planos Resistentes, se concluye que la intensidad del movimiento del terreno en Los Palos Grandes fue mayor en su componente norte-sur que en su componente este-oeste.

Cabe reiterar que los cuatro edificios que colapsaron eran todos particularmente muy vulnerables para acciones en su dirección norte-sur, ya sea por la orientación de los Planos Resistentes o por irregularidades que inducían torsiones importantes para excitaciones en esa dirección. Además, el desplome fue notoriamente orientado hacia el norte o sur en al menos dos de ellos (ver III.3).

IV.11 RELACIÓN DE PERÍODOS DE EDIFICIOS EN AMBAS DIRECCIONES

Como parte de los trabajos de investigación desarrollados luego del sismo, fue medido el período fundamental de varios edificios en ambas direcciones principales (longitudinal y transversal), tanto para los dañados como los sanos. Esta información se reorganizó considerando la orientación del edificio con respecto a los

ejes cardinales y se correlacionaron nuevamente los períodos de los edificios con la altura (Nº de pisos). El Gráfico IV.18 muestra los resultados obtenidos. La nomenclatura empleada fue la siguiente: período fundamental de vibración (T); edificios sin daño estructural (SDE); edificios con daño estructural (CDE); dirección norte-sur (N-S) y dirección este-oeste (E-O). De esta forma, “SDE/N-S” se refiere a los períodos medidos en edificios sin daño estructural en su dirección norte-sur y así sucesivamente.

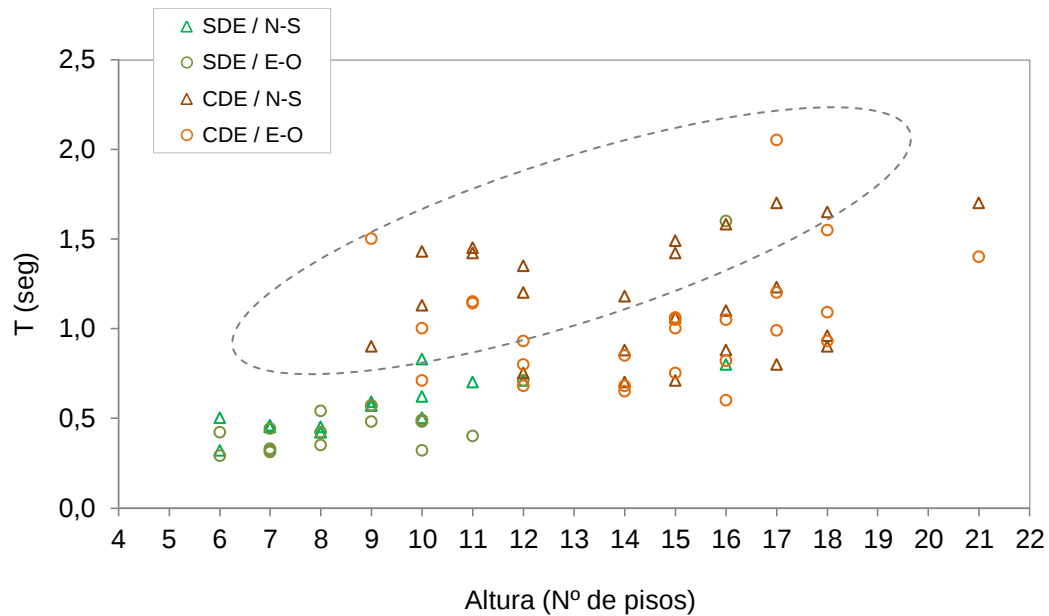


Gráfico IV.18 Relación entre el período fundamental y la altura de los edificios

Se observa en el gráfico que las parejas de valores altura-período tienen una tendencia lineal muy clara en una banda que es independiente de que los edificios estén dañados o no. Sin embargo, hay un grupo de parejas (mostradas dentro de la nube punteada) que se escapan de esta tendencia lineal, mostrando valores de período notablemente mayores.

La nube de puntos antes mencionada corresponde en su gran mayoría a períodos de edificios que sufrieron daños y medidos en la dirección norte-sur. Se observa en estos casos que el período en la dirección norte-sur es significativamente mayor que en la dirección este-oeste. Para el resto de los casos también hay una

tendencia a que el período sea mayor en la dirección norte-sur, pero de forma muy discreta. Esta tendencia se observa más claramente en el Gráfico IV.19. También se puede apreciar en este último gráfico que la diferencia mayor se presenta en los edificios cuya altura es cercana a los 12 pisos.

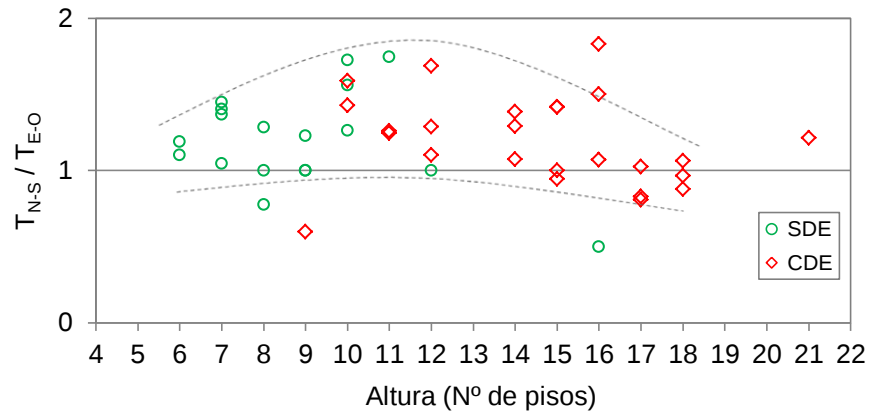


Gráfico IV.19 Relación de períodos en las direcciones norte-sur versus este-oeste

A continuación, el Gráfico IV.20 muestra la misma información presentada en el Gráfico IV.18 anterior, pero ahora comparándola con las correlaciones estimadas por la Comisión Presidencial (1978a) y también, con el período fundamental estimado en base a relaciones empíricas (T_a) que adopta la norma para Edificaciones Sismorresistentes (COVENIN 1756, 2001) vigente en Venezuela.

La Comisión Presidencial estimó que la relación entre el período (T) y la altura en número de pisos (N) varía en un rango de $T=N/21$ a $T=N/8$, con una relación promedio de $T=N/12$. Asimismo, recomienda para el análisis de sismos fuertes la relación $T=N/10$, un 20% más largo que el promedio medido en los edificios usando fuerzas de excitación humana y viento.

La relación adoptada por la norma de Edificaciones Sismorresistentes para sistemas estructurales constituidos por pórticos es $T_a = 0,07 h_n^{0,75}$, donde h_n es la altura del edificio en metros. En el gráfico se muestra el valor de T_a en función de la altura medida en número de pisos, para lo cual se adoptó una altura promedio de 2,80 metros por piso.

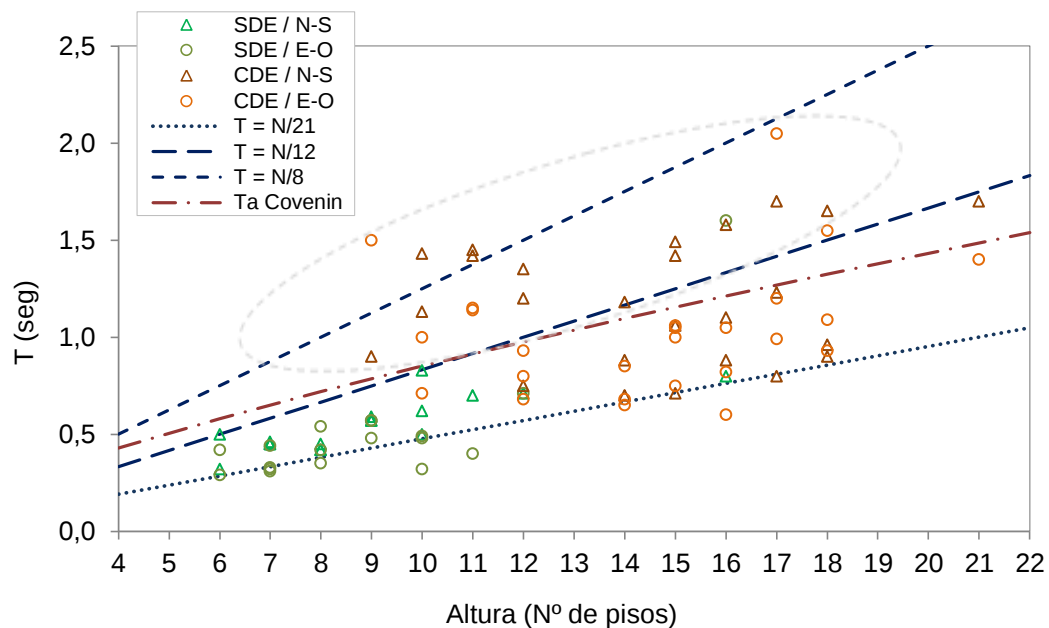


Gráfico IV.20 Relación entre el período fundamental y la altura de los edificios, comparada con las relaciones estimadas por la Comisión Presidencial

Se observa en el gráfico que en ambas direcciones de aquellos edificios que no presentaron daños estructurales y también en la dirección este-oeste de los que sí presentaron daños, los períodos medidos son en general menores al promedio estimado por la Comisión Presidencial, también son menores que el período T_a adoptado por la Norma venezolana. En contraste, en la dirección norte-sur de los edificios dañados los períodos presentan mayor dispersión, ajustándose, en promedio, a las relaciones propuestas por la Comisión Presidencial y por COVENIN.

Los tres gráficos anteriores ponen nuevamente de manifiesto la probable diferenciación de las acciones sísmicas y del desempeño de las edificaciones en las dos direcciones cardinales. Del análisis de estos resultados y apoyados también en la observación de los síntomas de daño en los edificios, se puede comentar lo siguiente:

- Para los edificios que manifestaron daños estructurales se sugieren las siguientes opciones: i) eran de origen más flexibles en la presunta dirección dominante de las acciones sísmicas (norte-sur); o ii) fueron los que, debido a los daños, experimentaron una mayor degradación de rigidez en esa dirección; o iii) una combinación de las anteriores.

- Se estima que la degradación de rigidez en los edificios con daño estructural pudo aumentar el período fundamental hasta valores probables del orden de 1,5 veces con relación al período original.
- Se estima que los edificios que no manifestaron síntomas de daño estructural probablemente sí experimentaron una ligera degradación de rigidez que incrementó el período en el orden de un 20%.
- Al igual que otras propiedades evaluadas en los puntos anteriores, los efectos del sismo en la probable alteración de la rigidez los edificios fue más notoria para los edificios de aproximadamente 12 pisos.

Si se descarta la dirección N-S de los edificios con daño estructural, se observa que los períodos se encuentran dentro de una banda entre $T=N/21$ y $T=N/12$, con un promedio de $T=N/15$. Considerando hasta un 30% de incremento para movimientos de mayor amplitud (ver criterios en V.1.3), se obtiene ahora un promedio de $T=N/12$, muy cercano a T_a , relación que se considera un mejor ajuste para la condición inicial del edificio, antes de ocurrir daños significativos en las paredes. Si esto se compara con el período recomendado por la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 para acotar el cortante basal mínimo ($T=1,6T_a$) y además se considera que los edificios actuales son aún más rígidos que los aquí analizados, se tiene que dicho control de COVENIN no necesariamente es conservador.

IV.12 CASO ITACA

Un caso que merece ser destacado es el edificio Itaca (Figura IV.6), de 16 pisos, cuya estructura irregular en forma de “U” consta de vigas altas y columnas orientadas norte-sur y sólo losas nervadas (sin vigas) orientadas este-oeste. Por otra parte, tiene una mayor densidad de paredes en la dirección norte-sur. Los períodos medidos en este edificio fueron 0,80 y 1,60 segundos en las direcciones norte-sur y este-oeste respectivamente.



Figura IV.6 Edificio Itaca (foto tomada en el año 2009)

A continuación se analiza para este caso particular, la incidencia de las distintas variables que fueron estudiadas estadísticamente en este capítulo.

- **Altura** (ver IV.6): La proporción de edificios de 16 pisos con daño estructural es del orden de 90%.
- **Regularidad** (ver IV.7): La proporción de edificios irregulares de 16 pisos con daño estructural es también del orden de 90%.
- **Planos resistentes** (Ver IV.9): La proporción de edificios de 16 pisos con Planos Resistentes orientados norte-sur que presentaron daño estructural es del orden de 75%. Para los orientados este-oeste es de 100%.
- **Períodos** (ver IV.11): Está entre los edificios más rígidos con relación a su altura para la dirección norte-sur y entre los más flexibles para la dirección este-oeste. Su relación T_{N-S}/T_{E-O} es igual a 0,5, totalmente lo contrario a la mayoría de los edificios, cuya relación T_{N-S}/T_{E-O} tiende a ser mayor a la unidad, en especial los dañados.

Éste edificio destaca porque, contra todo pronóstico, fue el más alto que no sufrió daños estructurales, pese a que adolece de una serie de variables en contra, tales como su altura, que es irregular y que en una de sus direcciones principales es

sumamente flexible y no cuenta con planos resistentes. A juzgar por la estadística, se pudiera considerar totalmente improbable que no sufriera daños estructurales severos, contrario a lo ocurrido.

Si se incluye ahora la direccionalidad en el análisis, destaca que en su dirección norte-sur el edificio cuenta con redundancia en Planos Resistentes, es simétrico y mucho más rígido que el promedio de edificios de su altura. Situación que le confiere buenas cualidades sismorresistentes en esa dirección. Nuevamente, sólo se justifica su buen desempeño si las acciones sísmicas dominantes fueron en su dirección fuerte, norte-sur.

En dirección este-oeste, por el contrario, el edificio presenta una asimetría que lo hace propenso al dominio de modos torsionales, además podría calificarse entre los más débiles y flexibles de los edificios de su altura. De haber sido excitado con fuerza en esa dirección, muy probablemente se hubiese dañado. No se descarta, por el amplio período en su dirección este-oeste, que aún sin haber manifestado síntomas de daño en su estructura, haya ocurrido una degradación de rigidez en esa dirección.

CAPÍTULO V

DESEMPEÑO VS. ACCIONES SÍSMICAS

EN LOS PALOS GRANDES 1967

V.1 ESTIMACIÓN DE ACELERACIONES ESPECTRALES A PARTIR DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS

V.1.1 METODOLOGÍA

La metodología empleada para estimar un espectro probable representativo de LPG en 1967, se basó en la siguiente expresión referida en FEMA 356(2000), la cual permite determinar el desplazamiento en función de la aceleración espectral y el período de un edificio:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e / 2\pi)^2 g \quad [V.1]$$

donde:

- δ_t : Desplazamiento máximo esperado en el tope del edificio calculado para el sismo de diseño.
- C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope de un edificio que posee un sistema de varios grados de libertad.
- C_1 : Factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.
- C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos de histéresis y la degradación de rigidez y resistencia que ocurre en el máximo desplazamiento.
- C_3 : Factor de modificación para representar el incremento en los desplazamientos debidos al efecto P- Δ .

S_a : Aceleración espectral elástica (g) para el período fundamental y amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

T_e : Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, calculado con la siguiente expresión: $T_e = T_i \sqrt{(K_i/K_e)}$.

g : Aceleración de gravedad.

T_i : Período fundamental elástico del edificio en la dirección considerada.

K_i : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

De la ecuación V.1 se puede despejar S_a :

$$S_a = 4 \pi^2 \delta_t / (C_0 C_1 C_2 C_3 g T_e^2) \quad [V.2]$$

Como fue medido el período fundamental en varios edificios se puede conocer T_e . Por otra parte, si se establece una relación entre el estado de daño y la deriva que experimentaron estos edificios, también se puede obtener δ_t . Finalmente, si se seleccionan adecuadamente los factores C_0 , C_1 , C_2 , y C_3 , quedará definido también S_a . De esta forma, se obtienen de valores T_e , S_a , que no son más que puntos del espectro de aceleraciones probable, asociado al nivel de desempeño experimentado por los edificios.

V.1.2 SELECCIÓN DE FACTORES C_0 , C_1 , C_2 Y C_3

Para el factor que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope de un edificio que posee un sistema de varios grados de libertad, se adoptó $C_0=1,25$, valor típico para edificios de más de 5 pisos.

Para el factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica se adoptó $C_1 = 1,00$. Éste se seleccionó considerando que se trata de edificios altos, cuyo período

fundamental se encuentra ubicado en la rama descendente del espectro de aceleraciones y por tanto el desplazamiento inelástico es similar al estimado mediante análisis lineal (Paulay & Priestley, 1992).

Para el factor de que considera el efecto de estrangulamiento de los ciclos de histéresis, la degradación de rigidez y de resistencia que ocurre en el máximo desplazamiento se adoptó valores en función del nivel de daño como se muestra a continuación:

$C_2 = 1,00$ para nivel de daño 01.

$C_2 = 1,05$ para nivel de daño 1.

$C_2 = 1,10$ para nivel de daño 2.

$C_2 = 1,20$ para nivel de daño 3.

Finalmente, para el factor que considera el incremento en los desplazamientos debidos al efecto P- Δ , se seleccionó $C_3 = 1$, valor que corresponde a una pendiente positiva post cedencia en el diagrama fuerza-deformación del sistema estructural.

V.1.3 SELECCIÓN DE LA ALTURA Y EL PERÍODO FUNDAMENTAL EFECTIVO T_e

Se contó con reportes de la altura (H) y del período fundamental (T) medido en 41 edificaciones (e.g. Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; Grases, 1968; Hanson y Degenkolb, 1969). En algunos casos donde no se obtuvo información precisa de la altura, se estimó a partir del valor promedio de altura de entrepiso de 2,80 m, obtenido por la Comisión Presidencial (1978b) para los edificios evaluados en Los Palos Grandes.

Es importante destacar que los períodos reportados se refieren a mediciones de vibración realizadas después del sismo ante excitaciones muy pequeñas (fuerzas humanas y viento principalmente), por lo tanto estos valores deben ser corregidos para hacerlos compatibles con períodos asociados a vibraciones de mayor amplitud.

En este sentido, se puede suponer que los períodos medidos son similares al período fundamental elástico T_i , mientras que para vibraciones de mayor amplitud los períodos se corresponden al período fundamental efectivo T_e . Si se considera que la rigidez lateral efectiva K_e es de 40% a 80% de la rigidez elástica K_i (Paulay & Priestley, 1992), entonces el período fundamental efectivo $T_e = T_i \sqrt{(K_i/K_e)}$ estará comprendido entre $1,12T_i$ y $1,58T_i$, siendo $T_e = 1,30 T_i$ el valor adoptado. Este valor es consecuente con los registros acelerográficos obtenidos en los pisos superiores de varios edificios durante el Terremoto de San Fernando en Febrero de 1971, cuya tipología estructural era similar a la de los edificios en Los Palos Grandes (Chopra, 1995; Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; COVENIN 1756, 2001).

V.1.4 SELECCIÓN DE LA DERIVA δ_T

Para poder asociar cada nivel de daño a un estado de deformación, se definieron previamente tres niveles de desempeño, tanto para la estructura como para la tabiquería. Los valores escogidos fueron los que presentan mayor coincidencia en la bibliografía especializada. A continuación, en la Tabla V.1 se muestra la descripción de los niveles de desempeño seleccionados

Tabla V.1 Niveles de desempeño

Elemento	Nivel de desempeño	Descripción
Estructura	Inicio de daño	Aparición de primeras fisuras o grietas. Comienzo del comportamiento inelástico,
	Daño moderado	Grietas de 1 a 2 mm en elementos estructurales.
	Daño severo	Grietas generalizadas mayores a 3 mm, desprendimiento del recubrimiento.
Tabiquería	Inicio de daño	Aparición de primeras fisuras o grietas.
	Daño moderado	Grietas de 2 a 4 mm, desprendimiento del friso en aristas de ventanas.
	Daño severo	Grietas extensas en "X" mayores a 1 cm de espesor.

Se consultó, en distintas referencias, las derivas de piso asociadas a los niveles de desempeño escogidos. Para su selección, se consideró que se trata de pórticos de concreto armado de baja ductilidad rellenos de paredes de mampostería, aunque varias de las publicaciones consultadas se refieren a estructuras de mampostería confinada sin armar, cuyo comportamiento es similar (Torrissi, Crisafulli, & Pavese, 2012).

Aun cuando no pueda establecerse un valor único de deriva para cada estado de daño, se puede apreciar que los rangos reportados por distintos autores para los niveles de desempeño seleccionados son bastante similares.

El Gráfico V.1 siguiente muestra de forma esquemática la relación entre la deriva y los distintos niveles de desempeño. Se observa como los daños en las paredes y en la estructura ocurren a distintos rangos de deformación. Las primeras se dañan para derivas muy bajas, mientras que la estructura alcanza distorsiones mayores. La Tabla V.2 muestra un resumen de la información recabada en algunas de las publicaciones consultadas

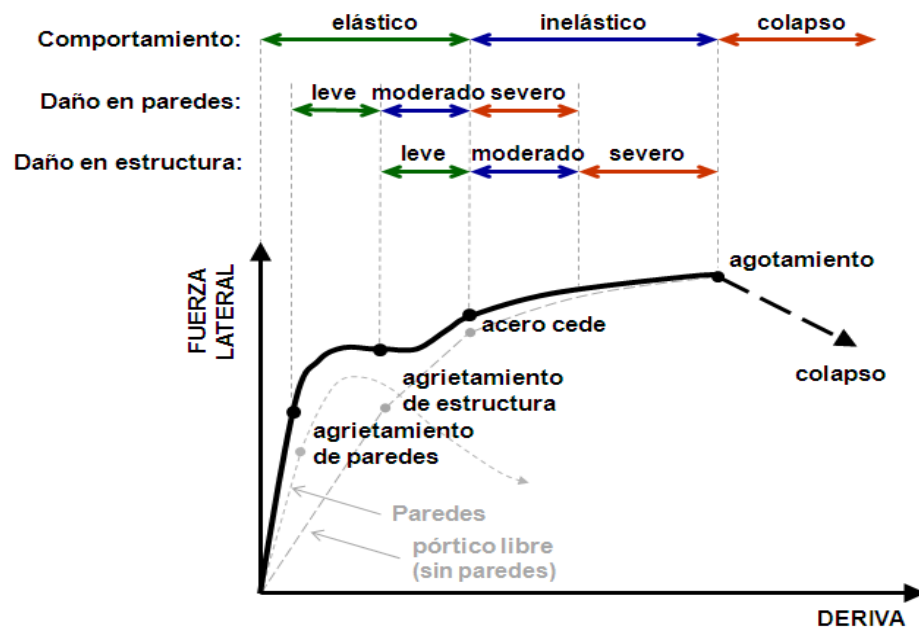


Gráfico V.1 Relación típica fuerza lateral vs. deriva para distintos niveles de desempeño de pórticos de concreto armado rellenos con paredes de mampostería

Tabla V.2 Deriva asociada a varios niveles de desempeño

Elemento	Nivel de desempeño	Deriva (1/H)										
Estructura	Inicio de daño	0,0025	0,001 a 0,002				0,001	0,0005 a 0,004				
	Daño moderado		0,002 a 0,005									
	Daño severo	0,005 a 0,010	0,005 a 0,008				0,006	0,01		0,0075	0,003 a 0,011	
Tabiquería	Inicio de daño		0,001 a 0,002		0,001 a 0,0015	0,001	0,001		0,0012		0,0007 a 0,003	0,0012
	Daño moderado		0,002 a 0,004	0,001	0,002 a 0,003	0,003						0,0025
	Daño severo		0,004 a 0,007	0,003 a 0,005	0,004 a 0,006		0,004		0,005		0,002 a 0,01	0,005
Referencia		i	ii	iii	iv	v	vi	vii	viii	ix	x	xi

Observaciones:

- ✓ H: altura del entrepiso.
- ✓ En algunas referencias los niveles de desempeño no están definidos fielmente a los indicados en la tabla. Se realizaron adaptaciones de acuerdo al criterio personal sin que esto represente una modificación sustancial de lo reportado en la referencia original.
- ✓ Lista de referencias usadas en la tabla: i) Sause, Pessiki, Wu y Kurama, 1996; ii) Ghobarah, 2004; iii) FEMA-356, 2000; iv) Sánchez y Zepeda, 1999; v) Castilla, Lafuente y Genatios, 1997; vi) Sánchez Silva, Yamin y Cardona, 1993; vii) Pincheira y Dotiwala, 1999; viii) San Bartolomé y Quiun, 2004; ix) Pincheira, 1993; x) Griffith, 2008, xi) Zavala, Gibu, Homma, Chang y Huaco, 2003.

Con base esta información se asignó un rango probable de deriva normalizada máxima de piso ($\delta_{\max}$) para cada nivel de daño según la clasificación realizada por la Comisión Presidencial. En esta selección se consideró además que la deriva normalizada en el piso que sufre la mayor deformación es un 25% mayor que la deriva global normalizada del edificio (Ghobarah, 2004).

**Tabla V.3 Derivas normalizadas adoptadas para los niveles de daño,
según la clasificación de la Comisión Presidencial**

Dañó	Descripción	Deriva ($\Delta_{i,max}$)
00	Sin daños	< 0,0020
01	Grietas sólo en paredes.	0,0010 a 0,0020
1	Fisuras en algunos elementos estructurales (pocos elementos en comparación con el total del edificio). Algunas paredes con fisuras o grietas.	0,0015 a 0,0025
2	Elementos estructurales agrietados o rotos, localizados en una zona del edificio. La tabiquería dañada en menos de la mitad del edificio.	0,0020 a 0,0035
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada en más de la mitad de los pisos o derrumbada en algunas zonas del edificio.	0,0030 a 0,0060

Mediante el análisis de las relaciones deriva-desempeño que se han mostrado en este capítulo, se puede inferir cuál sería la secuencia del daño para los edificios estudiados. En estructuras de pórticos de concreto armado rellenas con tabiques “no estructurales” de mampostería, es muy poco probable que se presenten daños en los miembros estructurales de los entrepisos que contienen paredes sin que éstas se agrieten primero, lo cual respalda la secuencia y los mecanismos de daño indicados en los puntos 5 y 8 del CAPÍTULO IV anterior. Este comportamiento se debe a la incompatibilidad de deformaciones que existe entre los pórticos de concreto armado y las paredes de mampostería, tal como lo han indicado muchos autores (e.g. Tasligedik, Pampanin y Palermo, 2011; Urich y Beauperthuy, 2012; Ghobarah, op.cit.; Guevara, 2012).

V.1.5 ESPECTRO ESTIMADO

Empleando la metodología descrita en los puntos anteriores, se graficaron las parejas de aceleración espectral vs. período para todos los edificios de los cuales se disponía información. La Tabla V.4 muestra el detalle de la data analizada y de los resultados obtenidos. Se indica el nombre del edificio; el número de pisos (N^o); la altura (H) en metros; el período medido en la dirección Norte-Sur (T_{N-S}) y el período efectivo ($T_{e,N-S}$) en segundos; el nivel de daño reportado en el informe de la Comisión

Presidencial; el rango de deriva normalizada de entrepiso asignado según el daño ($\Delta_{i,m\acute{a}x}$); el factor C_2 ; y la aceleración espectral calculada (S_a) en unidades de g. Los factores que son constantes para todos los casos no se indican en la tabla, estos son $C_0=1,25$, $C_1=1,00$ y $C_3=1,00$.

Tabla V.4 Estimación del espectro a partir del desempeño

Edificio	Nº	H	T _{N-S}	T _{e,N-S}	Daño	Δ_i	C_2	S_a (rango)	S_a
Élite	8	22,40	0,42	0,55	00	< 0,002	1,00	< 0,39	-
Flora	7	19,60	0,45	0,59	00	< 0,002	1,00	< 0,30	-
Lassie	9	26,00	0,57	0,74	00	< 0,002	1,00	< 0,24	-
Nobel	8	22,40	0,45	0,59	00	< 0,002	1,00	< 0,34	-
San Blas	8	22,40	0,45	0,59	00	< 0,002	1,00	< 0,34	-
Suerte	7	19,60	0,50	0,65	00	< 0,002	1,00	< 0,24	-
Texas	10	28,00	0,48	0,62	00	< 0,002	1,00	< 0,37	-
4ª Avenida	10	28,00	0,50	0,65	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,17 a 0,34	0,26
Doral	10	28,00	0,51	0,66	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,16 a 0,33	0,25
Hawaii	7	17,00	0,46	0,60	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,12 a 0,24	0,18
Houston	7	20,00	0,45	0,59	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,15 a 0,30	0,23
Itaca	16	44,80	0,80	1,04	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,11 a 0,21	0,16
M. Ávila	6	16,80	0,32	0,42	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,25 a 0,50	0,38
M. Igueldo	8	22,40	0,42	0,55	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,19 a 0,39	0,29
Plaza 1	12	54,00	0,71	0,92	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,16 a 0,33	0,24
V. Hermosa	10	32,00	0,62	0,81	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,13 a 0,25	0,19
Puerto Santo	18	50,40	0,80	1,04	1	0,0015 a 0,0025	1,05	0,17 a 0,29	0,23
Balmoral	14	39,20	0,71	0,92	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,22 a 0,38	0,30
Capri	11	30,80	0,75	0,98	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,15 a 0,27	0,21
Coral	11	30,80	1,45	1,89	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,04 a 0,07	0,06
Don Pedro	16	44,80	0,88	1,14	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,16 a 0,28	0,22
Guipelia N	16	50,00	1,58	2,05	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,06 a 0,10	0,08
Guipelia S	17	53,00	1,23	1,60	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,10 a 0,17	0,13
Icabaru	16	50,00	1,00	1,30	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,14 a 0,24	0,19
Ipasolaz	12	31,00	1,20	1,56	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,06 a 0,10	0,08
Pasaquire	12	34,00	1,35	1,76	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,05 a 0,09	0,07
Petunia I	15	41,00	1,42	1,85	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,06 a 0,10	0,08
Valdés	14	39,20	0,70	0,91	2	0,0020 a 0,0035	1,10	0,22 a 0,39	0,30
Amalfi	11	30,80	0,65	0,85	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,28 a 0,56	0,42

Estimación del espectro a partir del desempeño (continuación)

Edificio	Nº	H	T _{N-S}	T _{e,N-S}	Daño	Δ_i	C ₂	S _a (rango)	S _a
Atlantic	9	29,00	0,90	1,17	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,14 a 0,27	0,20
Blue Palace	18	51,00	0,90	1,17	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,24 a 0,48	0,36
Caromay	18	50,40	0,96	1,25	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,21 a 0,42	0,31
Castillete	18	50,00	1,65	2,15	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,07 a 0,14	0,10
C. Garden	14	40,00	1,18	1,53	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,11 a 0,22	0,16
Le Roc E	15	42,00	1,06	1,38	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,14 a 0,28	0,21
Le Roc O	15	42,00	1,49	1,94	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,07 a 0,14	0,11
P. Corvin	10	28,00	1,13	1,47	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,08 a 0,17	0,13
Petunia II	21	58,80	1,70	2,21	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,08 a 0,16	0,12
Royal	10	31,00	1,43	1,86	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,06 a 0,12	0,09
Unión	17	47,60	1,70	2,21	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,06 a 0,13	0,09
San Bosco	14	39,20	0,88	1,14	3	0,0030 a 0,0060	1,20	0,19 a 0,39	0,29

Con los rangos de las parejas T_e, S_a se construyó el Gráfico V.2 que se presenta más adelante. Se hicieron regresiones con el fin de conseguir una correlación entre ambas variables. Las curvas que mejor se ajustaron fueron una polinómica de orden 6, con un coeficiente de correlación de r=0,85 y una potencial, con coeficiente de correlación r=0,76. El gráfico muestra el promedio entre ambas regresiones.

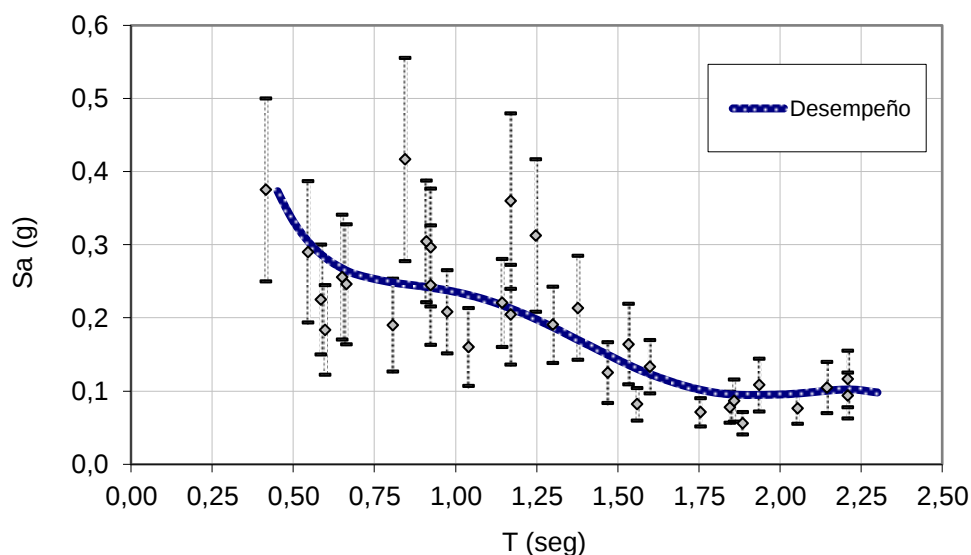


Gráfico V.2 Espectro estimado a partir del desempeño de edificios para el Terremoto de Caracas de 1967 en Los Palos Grandes

El espectro de aceleraciones mostrado en Gráfico V.2 es válido sólo para la dirección norte-sur, que como se ha discutido en capítulos anteriores, fue la dirección dominante de vibración del terreno y la que corresponde a la calificación de daños en edificios usada en la estimación de las aceleraciones espectrales.

En relación a la dirección este-oeste, no se consiguieron suficientes elementos de juicio que permitan la estimación de una forma espectral razonable a partir del desempeño de los edificios. No obstante, se puede citar un estudio realizado por López, Hernández, Bonilla y Fernández (2006), quienes comparan las aceleraciones máximas del terreno en las dos direcciones principales de 18 sismos con magnitudes comprendidas entre $M=6,1$ y $M=6,7$ y distancias entre 15 y 35 km, determinando que la relación entre la aceleración máxima del terreno en las dos direcciones principales ($a_{\text{menor}}/a_{\text{mayor}}$) es en promedio 0,6 y puede estar comprendida entre 0,4 y 0,8 (considerando la media $\pm$ una desviación estándar). Con base a esos resultados y considerando que la dirección principal del movimiento fue muy cercana a la norte-sur, se espera que la aceleración del terreno en la dirección este-oeste haya sido del orden de 0,08g.

Si retomamos el caso Itaca analizado en el punto IV.12, al repetir el procedimiento empleado en el punto V.1 anterior para ambas direcciones principales, se obtiene las parejas T_e , S_a que se muestran en la Tabla V.5.

Tabla V.5 Estimación de aceleraciones espectrales para el caso Itaca

Edificio	Nº	H	T	T_e	Daño	Δ_i	C_2	S_a (rango)
Itaca (N-S)	16	44,80	0,80	1,04	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,11 a 0,21
Itaca (E-O)	16	44,80	1,60	2,08	01	0,0010 a 0,0020	1,00	0,03 a 0,05

Si observamos nuevamente el espectro estimado a partir del desempeño de edificios (Gráfico V.2), se tiene que para el período $T_e=1,04$ segundos corresponde una aceleración espectral $S_a=0,22g$, la cual es muy cercana al rango estimado para el

edificio Itaca en su dirección norte-sur. En cambio, para un período $T_e=2,08$ segundos, corresponde una aceleración espectral $S_a=0,10g$, la cual es por lo menos el doble de la máxima asociada al nivel de desempeño experimentado por el edificio Itaca. Estos resultados son consecuentes con la estimación realizada de unas aceleraciones este-oeste en el orden del 60% con relación a las orientadas norte-sur, ya que si las aceleraciones este-oeste hubiesen sido mayores, el edificio Itaca muy probablemente hubiese sufrido daños estructurales.

También puede ser destacado el caso Belaire, presentado en el punto III.5. Este edificio de 9 pisos, que no sufrió ningún daño durante el sismo, fue analizado mediante un modelo matemático por Urich y López (2006) empleando una forma espectral tipificada para un perfil de suelo tipo S3 según COVENIN 1756:1001, determinando que en su dirección norte-sur, con período fundamental de 0,68 segundos, la aceleración espectral capaz de iniciar síntomas de daño en el edificio es del orden de 0,28g, valor muy cercano al correspondiente para el mismo período en el espectro del Gráfico V.2 anterior, lo cual es consistente con su buen desempeño en esa dirección. Por el contrario, en su dirección este-oeste, con un período fundamental de 1,29 segundos, la aceleración espectral capaz de iniciar el daño es del orden de 0,08g, menos de la mitad de la indicada en el espectro del Gráfico V.2. Nuevamente, las acciones en la dirección este-oeste han debido ser del orden de la mitad con relación a las norte-sur para que el edificio Belaire no se dañara.

V.2 COMPARACIÓN DEL ESPECTRO ESTIMADO A PARTIR DEL DESEMPEÑO VS. ESPECTROS O FORMAS ESPECTRALES PROPUESTAS POR OTROS AUTORES

En el Gráfico V.3 siguiente se superponen el espectro estimado a partir del desempeño de los edificios, con los espectros estimados por otros autores para el caso Los Palos Grandes 1967, los cuales fueron discutidos en el punto III.7 de este trabajo.

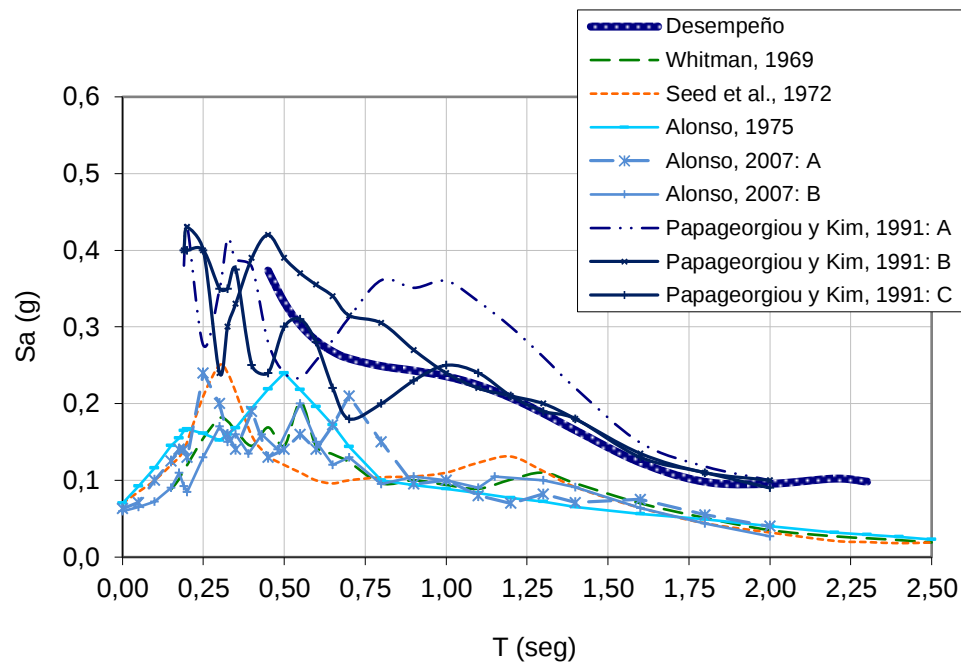


Gráfico V.3 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros propuestos por otros autores

En el gráfico se observa que las aceleraciones espectrales estimadas en esta investigación, al menos duplican a las que fueron propuestas por distintos autores durante la siguiente década después del sismo, pero se ajustan bastante bien a las propuestas más recientes publicadas por Papageorgiou y Kim (1991).

El Gráfico V.4 más adelante, muestra otra superposición del espectro estimado a partir del desempeño de los edificios con las formas espectrales presentadas en el punto III.7, pero en éstas se escaló la aceleración del terreno hasta hacer coincidir en magnitud a las formas espectrales con la basada en el desempeño. El factor de escala empleado fue el que minimiza, en promedio, la diferencia entre los valores de aceleración espectral del estimado a partir del desempeño con los de las otras propuestas. Se obtuvo un buen ajuste escalándolos a un rango de aceleración del terreno entre 0,11g y 0,15g, con un promedio de 0,14g. El gráfico muestra entre paréntesis la aceleración del terreno utilizada.

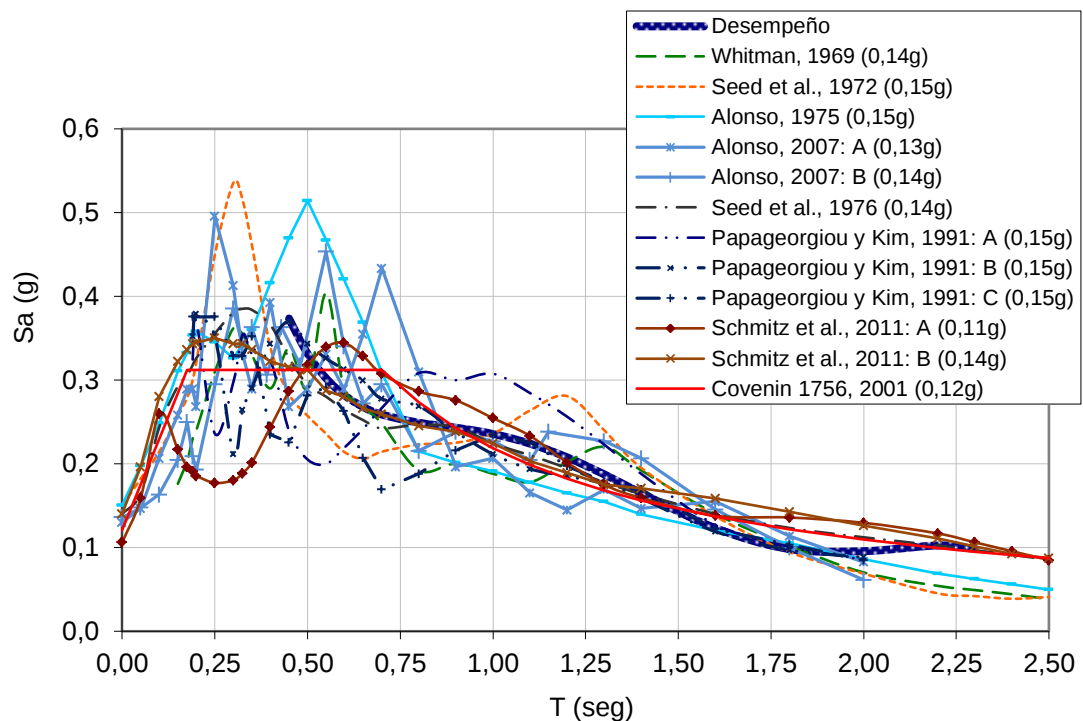


Gráfico V.4 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con otras formas espectrales escaladas a un promedio de 0,14g (general)

Se puede mencionar que en una investigación desarrollada por Maglione (2010), en la cual se analiza mediante modelos matemáticos el caso del edificio Petunia II, de 21 pisos, el autor pudo reproducir el estado de daños que experimentó el edificio empleando un espectro COVENIN 1757 (2001) para un perfil de suelo S2 y un coeficiente de aceleración horizontal $A_0=0,11$. En el Gráfico V.4 anterior se puede identificar el buen ajuste de los resultados de Maglione con los aquí obtenidos (ver curva “COVENIN 1756, 2001 (0,12g)”).

El Gráfico V.5 a continuación, hace la misma comparación del Gráfico V.4 anterior, pero considerando ahora el promedio y el rango $\pm$ una desviación estándar de las aceleraciones espectrales presentadas. Se observa el excelente ajuste de las formas espectrales referidas si éstas son escaladas a una aceleración promedio del terreno de 0,14g.

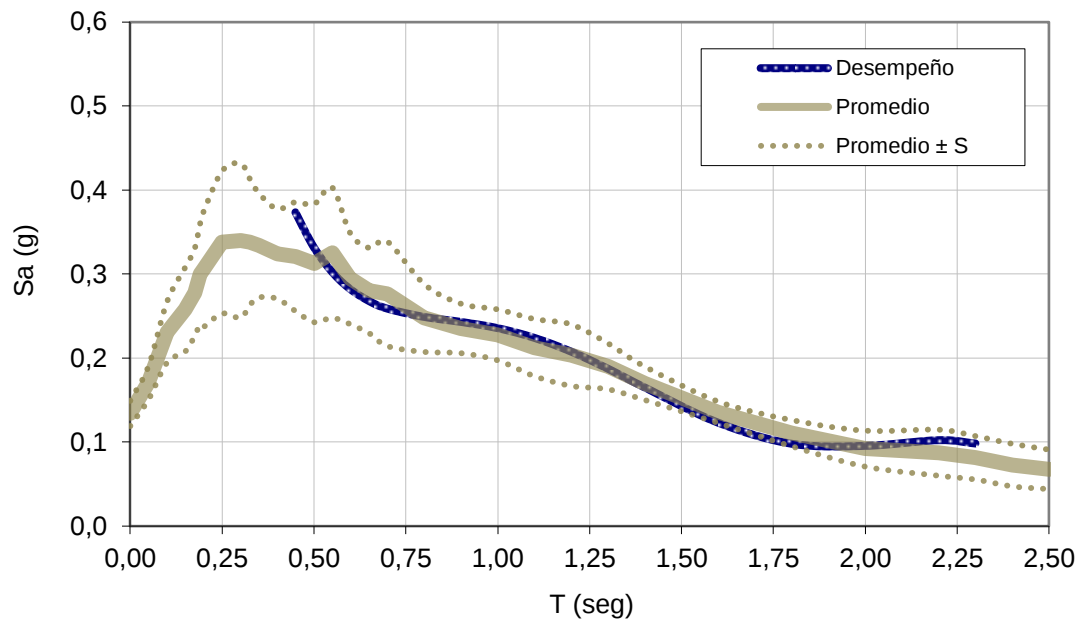


Gráfico V.5 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con otras formas espectrales escaladas a un promedio de 0,14g (promedio y rango)

V.3 COMPARACIÓN DEL ESPECTRO ESTIMADO A PARTIR DEL DESEMPEÑO VS. ESPECTROS ESTIMADOS USANDO RELACIONES DE ATENUACIÓN

Las relaciones de atenuación permiten estimar la amplitud del movimiento del terreno a partir de la magnitud del evento sísmico y la distancia al sitio. Estas leyes se han convertido en una de las principales herramientas para definir la amenaza sísmica de una localidad.

Se estimaron la aceleración máxima del terreno y los espectros de aceleración empleando cuatro relaciones de atenuación (Abrahamson & Silva, 2008), (Boore & Atkinson, 2008) (Campbell & Bozorgnia, 2008) (Chiou & Youngs, 2008). Dichas estimaciones se realizaron usando parámetros seleccionados o estimados a partir de diversas fuentes bibliográficas, (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a) (Suárez & Náblek, 1990) (Choy, Palme, Guada, Klarica, & Morandi, 2011) (Papageorgiou & Kim, 1991) (Sánchez, Schmitz, & Cano, 2005) (Schmitz, y otros, 2011). La Tabla V.6 siguiente presenta los resultados de la aceleración máxima

del terreno para los tres escenarios seleccionados, más adelante, los Gráficos V.6, V.7 y V.8 muestran los espectros de aceleración. Los parámetros empleados fueron los siguientes:

- Magnitud (M_w): 6,4.
- Tipo de Falla: Transcurrente.
- Buzamiento (δ): 69°.
- Espesor de la ruptura (W): 15 km.
- Distancia a la falla o a su proyección en superficie (R_{RUP} , R_{JB} , R_X): tres escenarios (ver detalles en II.1.1).

Escenario 1: $R=67$ km desde Los Palos Grandes, correspondiente a la ubicación del epicentro publicada por la Comisión Presidencial.

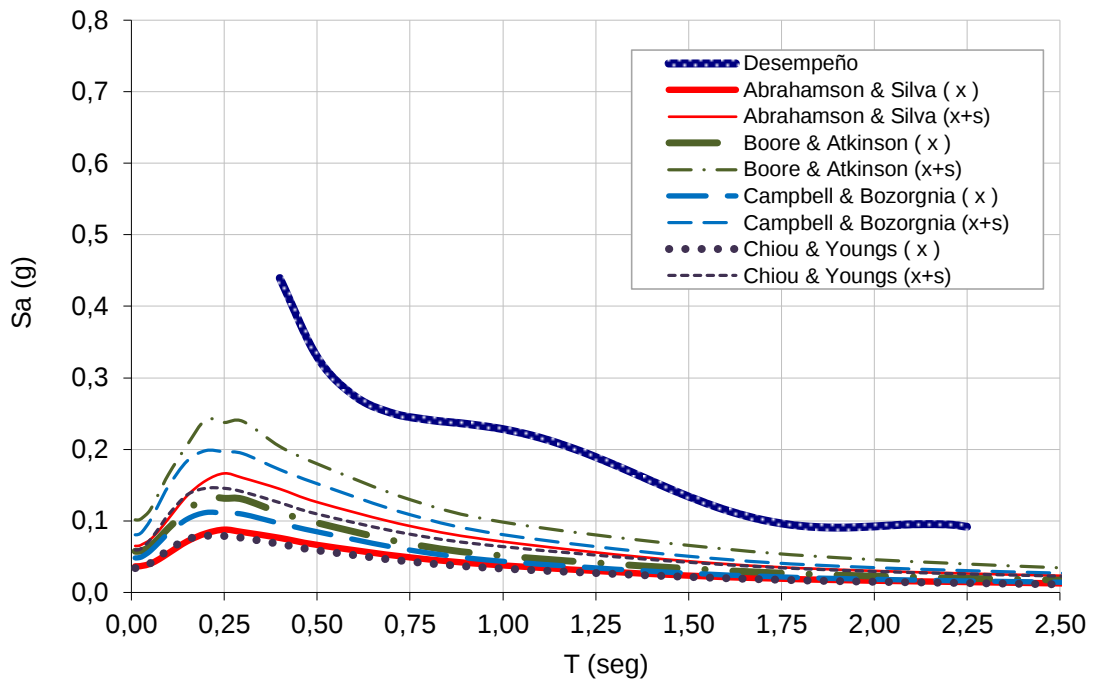
Escenario 2: $R=25$ km desde Los Palos Grandes, correspondiente al 2° evento referido por Suárez y Náblek.

Escenario 3: $R=15$ km desde Los Palos Grandes, correspondiente al 2° evento referido por Suárez y Náblek, según reubicación propuesta por Choy, Palme, Guada, Klarica y Morandi.

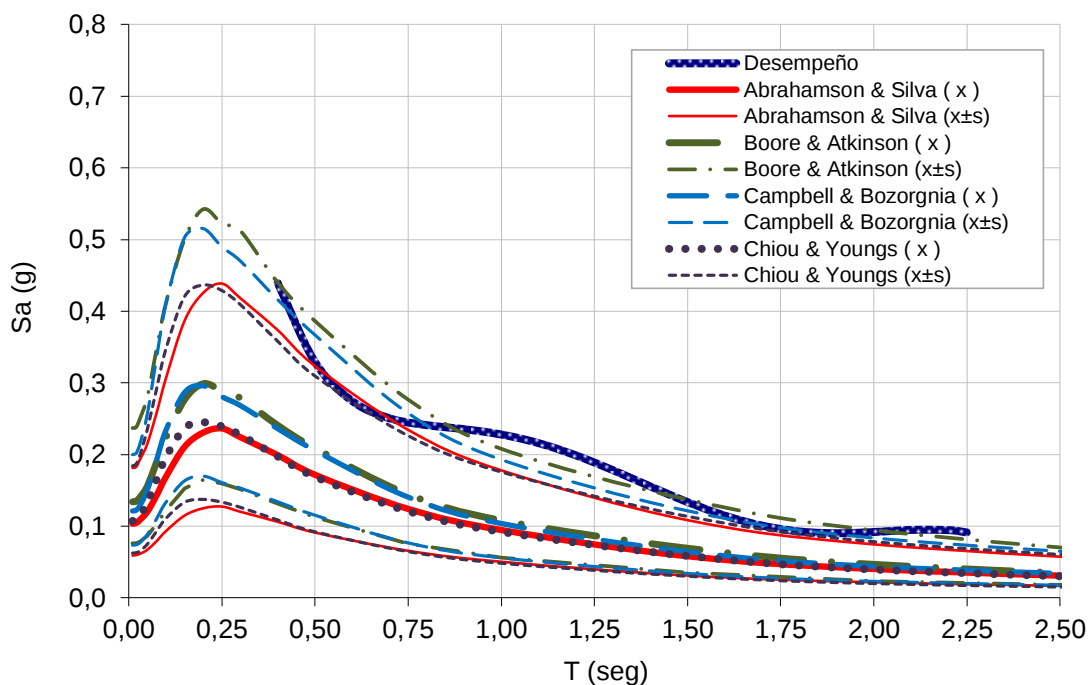
- Tipo de suelo: Aluvión.
- Velocidad de ondas de corte en los 30 m superficiales (V_{S30}): 325 m/seg.
- Profundidad de la roca ($Z_{1.0}$): 300 m.

Tabla V.6 Aceleración máxima en superficie estimada a partir de relaciones de atenuación

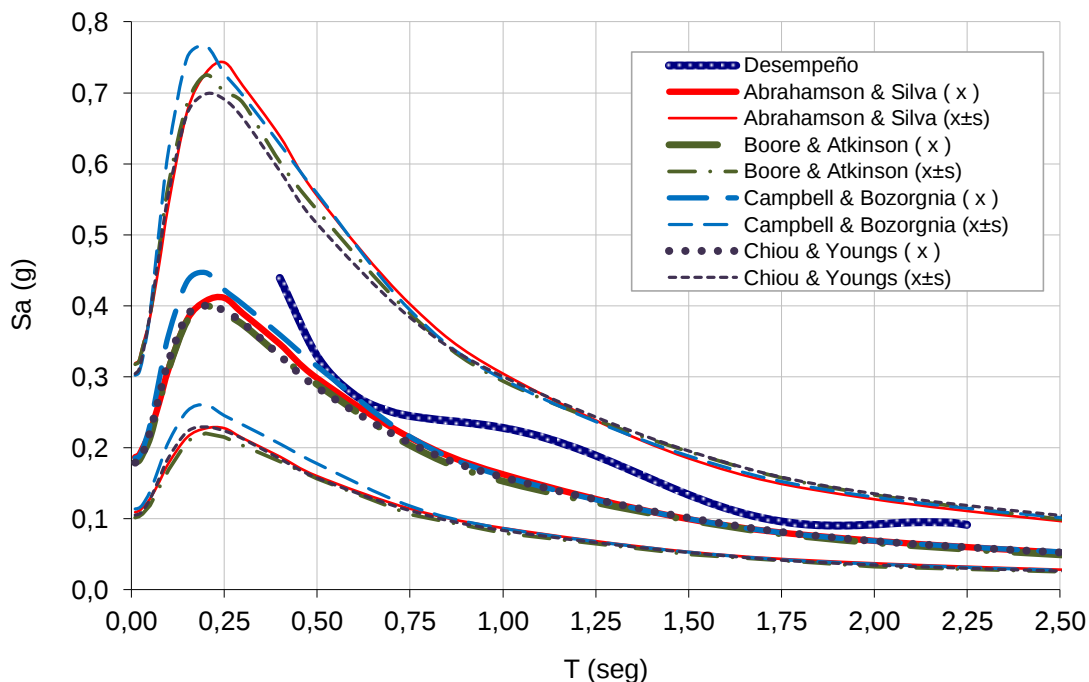
Relación de atenuación	Aceleración máxima A_0 (g)		
	Escenario 1 Comisión Presidencial R=67 Km	Escenario 2 Suárez y Náblek R= 25 Km	Escenario 3 Choy y otros R= 15 Km
Abrahamson y Silva	0,04	0,10	0,19
Boore y Atkinson	0,06	0,13	0,18
Campbell y Bozorgnia	0,05	0,12	0,18
Chiou y Youngs	0,04	0,11	0,18
Promedios	0,05	0,12	0,18



**Gráfico V.6 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación.
Escenario 1; Comisión Presidencial; R=67 Km**



**Gráfico V.7 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación.
Escenario 2; Suárez y Náblek; R= 25 Km**



**Gráfico V.8 Espectro estimado a partir del desempeño comparado con espectros estimados mediante relaciones de atenuación.
Escenario 3; Choy y otros; R= 15 Km**

Al comparar las aceleraciones máximas del terreno y los espectros obtenidos por ambos métodos (desempeño de edificios y relaciones de atenuación), se puede indicar que los Escenarios 2 y 3 son los de mayor coincidencia; en contraste, el Escenario 1 muestra una gran diferencia. Este último escenario corresponde a la distancia epicentral considerada en los estudios dirigidos por la Comisión Presidencial y muchos otros autores al menos durante dos décadas después del sismo.

Las coincidencias indicadas en el párrafo anterior reafirman que el evento sísmico responsable de los daños fue muy cercano, probablemente a una distancia entre 15 y 25 km. Este resultado es consistente con el segundo evento reportado por Suárez y Náblek (op.cit.) y más consistente aún si se considera la reubicación reportada por Choy et.al. (op.cit.). En ambos casos, las aceleraciones espectrales obtenidas a partir del desempeño son superiores a la media obtenida a partir de las relaciones de atenuación, esto es razonable ya que se trata de la componente principal, la norte sur; por otra parte, en estudios más específicos para la cuenca de Los Palos Grandes se han obtenido amplificaciones en la respuesta dinámica del suelo por encima de la media de las que se pueden inferir usando relaciones de atenuación (Papageorgiou, 2009).

V.4 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LOS PALOS GRANDES 1967

Del análisis de los resultados discutidos en los puntos anteriores, se puede concluir que el Terremoto de Caracas de 1967 produjo una aceleración pico del terreno en Los Palos Grandes del orden de 0,14g. El espectro de aceleraciones presentó un pico para períodos entre 0,75 y 1,25 segundos y otro pico cerca de 2,20 segundos, con aceleraciones espectrales del orden de 0,23g y 0,10g respectivamente.

A los fines de contribuir con el desarrollo de futuras investigaciones sobre los efectos del Terremoto de 1967 en las edificaciones de Los Palos Grandes, se propone, como punto de partida, el uso del espectro de aceleraciones que se presenta a continuación en el Gráfico V.9. Este gráfico fue construido de la siguiente forma:

para períodos entre 0 y 0,5 segundos se usó una curva suavizada correspondiente al promedio más una desviación estándar de las aceleraciones espectrales del Gráfico V.5; Para períodos mayores a 0,5 segundos se usó la curva estimada a partir del desempeño de edificios.

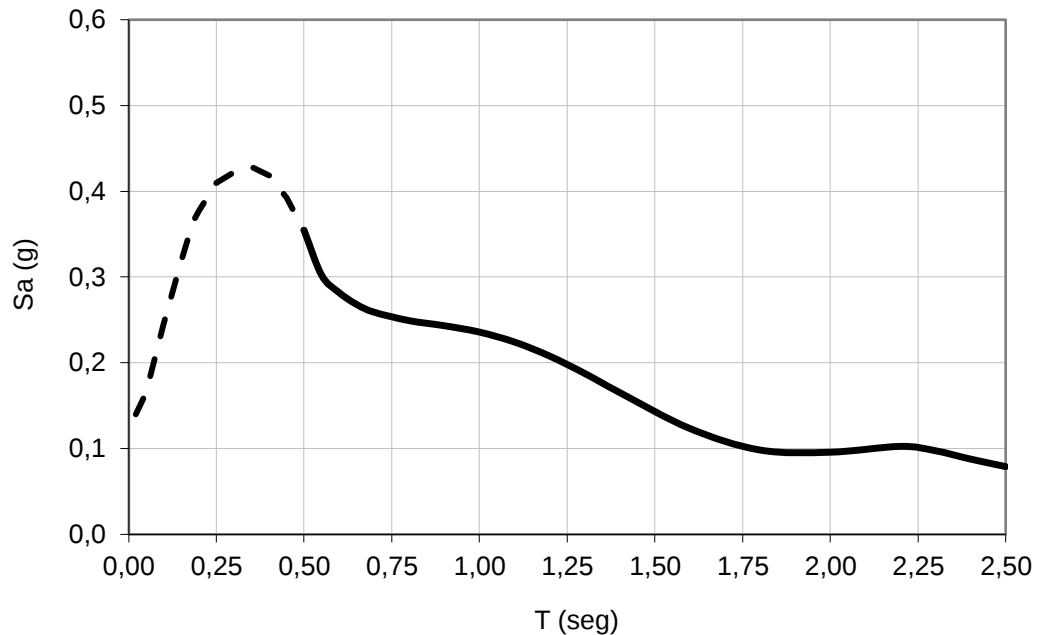


Gráfico V.9 Espectro de aceleraciones para Los Palos Grandes 1967

V.5 COMPARACIÓN DE ACCIONES DEL TERREMOTO DE 1967 VS. ACCIONES DE DISEÑO VIGENTES

Se realizó una comparación entre el espectro propuesto para el caso Los Palos Grandes 1967 y los espectros de diseño de la norma COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” vigente en Venezuela. El Gráfico V.10 muestra dicha comparación para un coeficiente de aceleración horizontal $A_0=0,30$, correspondiente a la zona sísmica 5, donde se ubica Caracas. Se presentan tres formas espectrales tipificadas: S1, S2 y S3.

Se aprecia que las acciones sísmicas ocurridas en 1967 son menores que las acciones de diseño vigentes en el país para zonas de peligro sísmico elevado. En el caso específico de Los Palos Grandes, la forma espectral más comúnmente utilizada

es la S2, cuyas aceleraciones del espectro de diseño al menos duplican a las ocurridas en 1967 para la mayor parte del rango de periodos evaluado. En el caso de perfiles tipo S3, las acciones de diseño son del orden del triple para periodos mayores a 0,6 segundos y del orden del doble para periodos menores. Finalmente, para perfiles tipo S1, las acciones de diseño son del orden de 1,4 veces para periodos mayores a 0,4 segundos y cerca del doble para periodos menores. Si se consideran otras zonas del país con mayor peligro sísmico, como por ejemplo el estado Sucre y parte de los estados Anzoátegui y Monagas, la condición es mucho más crítica.

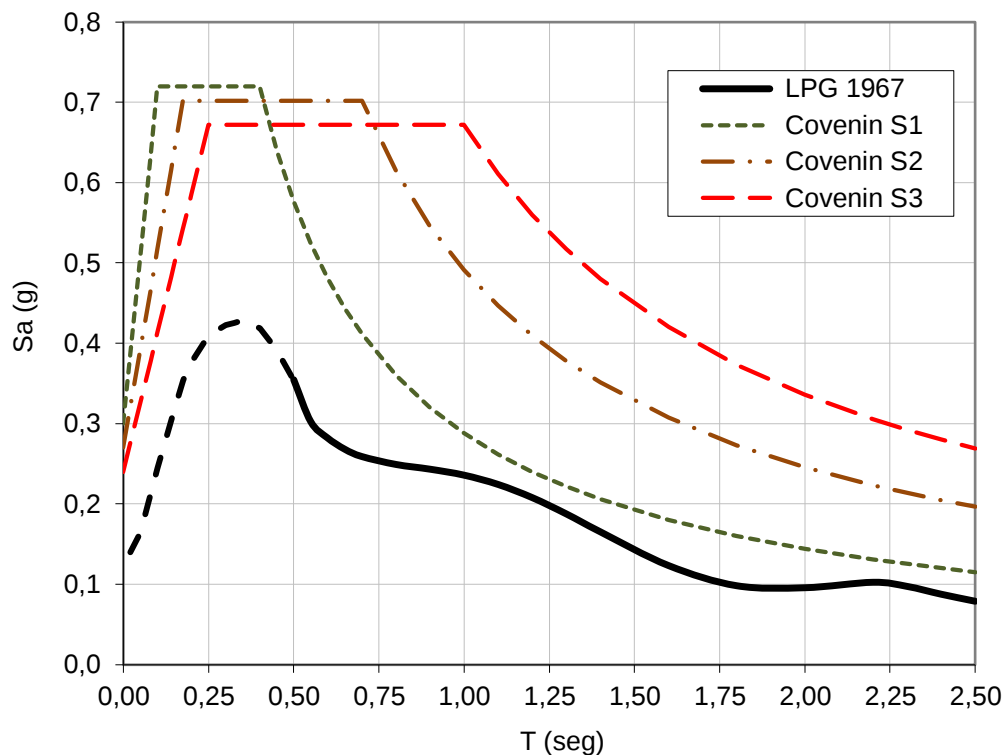


Gráfico V.10 Comparación entre el espectro propuesto para Los Palos Grandes 1967 y los espectros de diseño de la norma COVENIN 1756:2001 para Caracas

Esto llama a reflexión, ya que aceleraciones espectrales muy inferiores a las consideradas actualmente en las normas fueron capaces de causar cuantiosos daños en las edificaciones de Los Palos Grandes y Altamira, incluyendo cuatro colapsos.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

Esta investigación se centró en la reinterpretación de los signos y síntomas que caracterizaron el desempeño de los edificios de la urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967. A diferencia de investigaciones previas, se hizo particular énfasis en discriminar las variables analizadas y los resultados obtenidos según las dos direcciones cardinales, norte-sur y este-oeste.

Las principales actividades realizadas fueron las siguientes: en primera instancia se recopiló, integró y contrastó la información proveniente de más de cuarenta referencias sobre el evento (sismológica, efectos en la población y en las edificaciones); también se analizó un gran número de referencias relativas al desempeño estructural de edificaciones con estructuras de pórticos de baja ductilidad y pórticos rellenos de mampostería; con base a esa información documental, más la inspección visual de los edificios en sitio y la revisión de sus proyectos estructurales, se hizo un estudio estadístico de las variables que condicionaron la conducta sismorresistente de una muestra de 132 edificaciones; en este análisis se incorporó el concepto de “planos resistentes” (pórticos con vigas altas) como variable fundamental para estudiar los efectos direccionales del sismo y del desempeño observado; finalmente, también con base a la interpretación de los daños ocurridos en estos edificios y con la ayuda de técnicas de análisis no lineal, se estimaron las acciones sísmicas probables ocurridas ese día, incluidos los espectros de aceleración; estas acciones fueron comparadas con las previstas por las normas vigentes.

Del análisis concatenado de toda la información documental revisada, más del estudio particular del caso, se derivan una serie de conclusiones sobre los datos que caracterizan al Terremoto de Caracas de 1967; la intensidad de las acciones sísmicas que probablemente ocurrieron en Los Palos Grandes; cómo se comportaron

de los edificios en 1967 y cómo se espera que sea el desempeño de edificaciones típicas venezolanas construidas antes de 1967 ante sismos futuros; finalmente se repasan las lecciones aprendidas en este sismo y se plantean algunas recomendaciones para reducir la vulnerabilidad de las nuevas edificaciones por construir en Venezuela.

El Terremoto de Caracas de 1967

Existe gran discrepancia en la documentación disponible sobre los datos que caracterizan al Terremoto de Caracas de 1967, en especial en la ubicación del epicentro. Las distintas fuentes de información disponibles ofrecen coordenadas que difieren unas de otras y se distribuyen en un radio de al menos 50 km. Varios autores han descrito que no fue una sola ruptura, sino dos, tres o hasta cuatro sub-eventos cuasi simultáneos. La mayoría ubica al evento principal (primero en ocurrir) a una distancia entre 40 y 70 km al noroeste de la ciudad de Caracas. No obstante, se reportan rupturas de magnitudes comparables a las del evento principal, a distancias menores de 25 km.

En la actualidad, la información más referida y acreditada sobre los datos que caracterizan al sismo, es la publicada por Suárez y Náblek en el año 1990, quienes proponen que hubo 4 sub-eventos en un lapso de 57 segundos y separados por una distancia de 50 km. De estos sub-eventos, el segundo ocurriría aproximadamente a 25 km de Caracas con una magnitud de 6,4 (M_w), siendo éste, según los autores, el responsable de los daños en edificaciones. También destaca la información publicada muy recientemente por Choy, Palme, Guada, Klarica, y Morandi en el año 2011, quienes dan crédito a la propuesta de Suárez y Náblek pero reubican el epicentro sobre la falla de San Sebastian, desplazándolo unos 15 km hacia el sureste. Con esta reubicación, el segundo sub-evento quedaría aún más cerca de Caracas, aproximadamente a 15 km de distancia.

Acciones sísmicas probables en Los Palos Grandes

A partir del análisis del desempeño de los edificios, se estimó que en la urbanización Los Palos Grandes, el sismo de 1967 produjo una aceleración máxima del terreno cerca de 0,14g y que en la dirección de mayor intensidad, el espectro de aceleraciones presentó un pico para períodos entre 0,75 y 1,25 segundos y otro pico cerca de 2,20 segundos, con aceleraciones espectrales del orden de 0,25g y 0,10g respectivamente.

El espectro de aceleraciones descrito, es consecuente cualitativamente con los presentados por la mayoría de los autores que han analizado el caso, quienes afirman una mayor amplificación de las aceleraciones espectrales en superficie versus en roca, para un rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos. No obstante, se puede indicar cuantitativamente que las acciones sísmicas ese día fueron superiores, alrededor de dos veces, con relación a las que fueron consideradas en la mayoría de las investigaciones realizadas al menos durante dos décadas después de ocurrido el sismo.

Este espectro de aceleraciones, también es consistente con la opinión de que el segundo evento reportado por Suárez y Náblek fue la causa de los daños ocurridos, más aún si se considera la reubicación planteada recientemente por Choy et.al. Esta afirmación se sustenta en el buen ajuste obtenido al comparar el espectro propuesto, con base en el análisis del desempeño de las edificaciones, con otros espectros estimados a partir de relaciones de atenuación (NGA), usando los datos del sismo suministrados por Suárez y Náblek o por Choy y otros respectivamente. En este sentido, se estima que el evento sísmico responsable de los daños ocurrió a una distancia probable entre 15 y 25 km desde Caracas, en contraste con las distancias, mucho mayores, reportadas por la mayoría de los autores antes de conocerse la propuesta de Suárez y Náblek.

Las afirmaciones anteriores conducen a que casi todas las investigaciones que han sido desarrolladas hasta la fecha, excepto algunas muy recientes, han

subestimado las acciones sísmicas sucedidas, al considerar distancias epicentrales mayores a las que realmente ocurrieron. Aun cuando siguen siendo vigentes las lecciones aprendidas a partir de dichas investigaciones, sus resultados sobre la capacidad estructural o la vulnerabilidad real de los edificios se deben manejar con prudencia en términos cuantitativos, ya que podrían estar sesgados por haberse usado acciones muy bajas en los análisis. No obstante, se puede indicar que los resultados de las investigaciones que hayan considerado acciones sísmicas bajas con respecto a las realmente ocurridas, seguramente han conducido a conclusiones y recomendaciones conservadoras.

Si se compara ahora el espectro propuesto para Los Palos Grandes 1967 con los Espectros de Diseño de la vigente Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 para Caracas, se observa lo siguiente:

- ✓ En roca (S1): las aceleraciones espectrales previstas en la Norma son mayores a las ocurridas en 1967, en el orden de una vez y media para períodos mayores a 0,4 segundos y cerca del doble para períodos menores.
- ✓ En depósitos de suelo denso (S2): las aceleraciones espectrales previstas en la Norma al menos duplican a las ocurridas en 1967 para la mayor parte del rango de periodos evaluado, hasta 2,5 segundos.
- ✓ En suelos blandos (S3): las aceleraciones espectrales previstas en la Norma son aproximadamente el triple de las ocurridas en 1967 para períodos mayores a 0,6 segundos y del orden del doble para períodos menores.

Si se consideran otras zonas del país con mayor peligro sísmico, como por ejemplo el estado Sucre y parte de los estados Anzoátegui y Monagas, la condición es mucho más crítica. Llama a reflexión que se generaron cuantiosos daños en edificaciones, incluyendo edificios colapsados, ante acciones sísmicas muy por debajo de las que se consideran actualmente en las normas que rigen el análisis y diseño de edificaciones en Venezuela.

Direccionalidad de las acciones sísmicas y del desempeño de edificios en 1967

A partir del análisis del desempeño de los edificios también se concluye que el movimiento del terreno durante el sismo de 1967, al menos en Los Palos Grandes, fue más intenso en una dirección muy cercana a la norte-sur; el espectro de aceleraciones descrito en los párrafos anteriores fue obtenido justamente para esa dirección. Con relación a la dirección este-oeste, se estima que las aceleraciones espectrales fueron mucho menores, del orden de la mitad de las indicadas para la dirección principal del movimiento.

Esta direccionalidad de las acciones sísmicas se vio reflejada de forma contundente en los síntomas de daño de las estructuras y de las paredes. Dichos síntomas, en la gran mayoría de los casos, acusan que la amplitud de las oscilaciones de los edificios fue significativamente mayor en la dirección norte-sur con respecto a la dirección este-oeste.

El análisis de la influencia que tuvieron los Planos Resistentes (pórticos con vigas altas) en el desempeño estructural arrojó también conclusiones relevantes. La presencia y orientación de los Planos Resistentes fue una de las variables con mayor incidencia en los daños por sismo de los edificios evaluados (edificios típicos pre-1967). Para este caso particular, los edificios sin Planos Resistentes en la dirección dominante del movimiento (norte-sur) fueron muy dañados; en contraste, edificios similares pero que sí poseen Planos Resistentes en esa dirección, contaron con mayor rigidez y resistencia para controlar los daños.

El hecho de haber ocurrido acciones sísmicas más intensas en la dirección norte-sur y que el desempeño de los edificios haya estado supeditado a la orientación de la dirección más rígida y resistente de sus estructuras, principalmente en función de sus Planos Resistentes, plantea como reflexión que muchos de los edificios que no se dañaron, no necesariamente son más competentes desde el punto de vista sismorresistente que aquellos que sufrieron daños severos. En este sentido, ante la pregunta que surgió al iniciar esta investigación: *¿Por qué este edificio no sufrió*

daños durante el terremoto de Caracas, siendo que hubo tanta destrucción en las edificaciones vecinas?, refiriéndose a una edificación sin duda tan vulnerable como otras que sí se dañaron, he aquí la respuesta: para las acciones sísmicas de ese día, este edificio era especialmente vulnerable ante oscilaciones en dirección este-oeste y en esa dirección, las acciones sísmicas fueron menores a las ocurridas en dirección norte-sur.

Haber menospreciado esta direccionalidad, de las acciones sísmicas y del desempeño, sin duda ha introducido un sesgo en los análisis previos sobre este evento en particular, así como en la percepción que tiene la colectividad sobre la supuesta idoneidad de algunas edificaciones, por el hecho de haberse comportado bien ante sismos pasados.

Al incorporar la direccionalidad de las acciones sísmicas en el análisis, conocida la mayor intensidad en dirección norte-sur, se ha podido llegar a nuevas conclusiones que poco habían sido advertidas en investigaciones previas. Se pone de manifiesto que muchas edificaciones que no sufrieron daños, son tan vulnerables como las dañadas por el Sismo y que las construidas antes de 1967, particularmente las ubicadas en Los Palos Grandes, presentan un riesgo significativo de sufrir daños ante futuros sismos severos, aun cuando no se hayan dañado durante el pasado Terremoto de Caracas.

Lecciones aprendidas y ratificadas

Con esta investigación, se ratifica la validez de las principales lecciones aportadas por el Terremoto de Caracas a la ingeniería sismorresistente, tales como: la influencia de las condiciones del subsuelo en las acciones sísmicas; la necesidad de construir edificios regulares; ser conservador en el pre-dimensionamiento de las columnas; lograr un buen nivel de diseño y detallado estructural; contar con estructuras más rígidas para controlar la deriva; ser cuidadosos en la revisión de los momentos de volcamiento de edificios altos; usar los pórticos no sólo para resistir

acciones gravitacionales, sino también para atender las acciones laterales; considerar la importancia de las paredes en el desempeño sismorresistente. Finalmente, la necesidad de una constante actualización del conocimiento y que éste sea incorporado a las normas periódicamente.

Para el caso particular de Los Palos Grandes 1967, se evidencia que la altura de los edificios fue el factor más influyente en el desempeño observado; mientras más altos son los edificios, peor fue su desempeño. Después de la altura, los tres factores que de acuerdo a los resultados de esta investigación se consideran más influyentes en el desempeño, fueron la irregularidad del edificio en planta y elevación, la presencia y orientación de los Planos Resistentes, ya mencionado en párrafos anteriores y el dominio de las paredes en la respuesta estructural ante el sismo. Los efectos nocivos relativos a estas tres variables fueron particularmente acentuados para los edificios de mediana altura, entre 10 y 15 pisos.

Destaca que los edificios colapsados no fueron precisamente los más altos, pero todos eran irregulares, carecían de Planos Resistentes en la dirección norte-sur (dirección de mayor intensidad del movimiento sismo) y la mayoría presentaba discontinuidades o asimetrías en la distribución de las paredes. También destaca que todos tenían alturas comprendidas entre 10 y 12 pisos, rango de altura en la cual dichas características fueron más nocivas.

Desempeño esperado en edificaciones típicas venezolanas construidas antes de 1967

El desempeño sismorresistente de las edificaciones típicas venezolanas pre-67, de mediana altura, está marcadamente influenciado por el comportamiento “estructural” de las paredes de mampostería aunque ellas hayan sido consideradas como elementos “no estructurales”. La secuencia esperada de la respuesta de estos edificios ante acciones sísmicas es la siguiente:

- ✓ La primera reacción ante las acciones laterales es responsabilidad neta de las paredes, en general mucho más rígidas que los marcos que las

contienen. Para distorsiones pequeñas, del orden de $1/1000$, la participación de los miembros estructurales en la rigidez y resistencia ante el sismo es mínima. Si la demanda de deformación, no excede sustancialmente la distorsión mencionada, el edificio exhibirá un excelente desempeño. Esto ocurrió en el caso particular de Los Palos Grandes para los edificios más bajos, hasta una altura de 7 a 8 pisos.

- ✓ Al superarse distorsiones de 1 a $2/1000$, se inicia la fisuración de las paredes, acompañado de una degradación sustancial en su rigidez y resistencia lateral, trasladando bruscamente esta responsabilidad a los miembros estructurales. Si a partir de ese momento la estructura cuenta con suficiente rigidez y resistencia, no hay una modificación significativa de la respuesta dinámica. Si por el contrario, se trata de una estructura muy flexible, como es en ausencia de Planos Resistentes, se induce una gran demanda de tensiones y deformaciones concentrada en los niveles donde primero se agrietan sus paredes.
- ✓ A partir de ese momento, se pueden alcanzar distorsiones que en pocos casos superarán el $6/1000$ sin que el edificio alcance su estado límite de agotamiento resistente. El desempeño dependerá de la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la estructura en los niveles en los cuales, por haberse roto las paredes, hay una mayor demanda de tensiones o de deformaciones en los miembros estructurales. Para las estructuras más rígidas y resistentes, hay una mayor distribución del daño en paredes hacia todos los pisos, con una demanda más equilibrada sobre la estructura, en cuyo caso, para edificaciones típicas pre-67 los daños estructurales principalmente son grietas por corte, flexión o flexocompresión, mayormente en columnas. En los casos de estructuras muy flexibles, se presentan menos fallas por corte y dominan los problemas de inestabilidad por derivas excesivas.

En esta interacción de las paredes y de la estructura compitiendo por dominar el desempeño, al menos para el caso particular estudiado, fue común que la estructura se impusiera en el caso de los edificios más altos, con miembros estructurales más robustos; en estos casos, en general hubo una distribución equilibrada de las tensiones y deformaciones de la estructura, así como del daño en la tabiquería, a lo largo de toda la altura del edificio. Por el contrario, para los edificios de altura intermedia, cercana a los 13 pisos, fue común que se formaran mecanismos de entrepiso blando o débil, ocasionando daños estructurales severos concentrados mayoritariamente en las columnas de los entrepisos donde primero se rompieron las paredes, mientras que en el resto de la altura del edificio prácticamente no hubo daño. Por otra parte, en el caso de los edificios muy bajos, menores de 7 pisos, hubo un dominio absoluto de las paredes en el desempeño, evitando el daño; no obstante, es importante tener presente que en estos últimos edificios la magnitud de las acciones sísmicas ocurridas no alcanzó a vencer la capacidad de las paredes; por lo tanto, no es posible conocer cómo será su desempeño estructural ante un sismo de mayor intensidad, que sí supere la capacidad de la mampostería.

Se debe destacar también, que los efectos nocivos que indujo la rotura de las paredes fueron potenciados por la ausencia de Planos Resistentes en la dirección de mayor intensidad de sismo. Es evidente, que mientras más flexible sea la estructura del edificio, también será más peligrosa la demanda súbita de tensiones y deformaciones sobre los miembros estructurales una vez que se comienzan a dañar las paredes.

Otro aspecto relevante sobre el desempeño estructural de edificios pre-67 es la alteración significativa de sus rigideces durante el sismo, principalmente debido al deterioro de las paredes, situación que se ve reflejada en el período fundamental. Se estima que los edificios en su condición inicial, antes de dañarse, tienen en un período cercano a $T=N/12$ (T: período; N: altura en número de pisos) y que, después de iniciarse el daño en las paredes, se degrade significativamente la rigidez del

edificio elevando el período, en el orden de un 20% antes de ocurrir daños estructurales y hasta un 50% cuando hay daño estructural.

Una lección que debe ser revisada con mayor profundidad:

En los párrafos precedentes, se ha esbozado cómo las paredes de mampostería fueron decisivas en el desempeño estructural de los edificios. El dominio de las paredes en el desempeño estructural, que evidentemente se vio potenciado por la ausencia de Planos Resistentes, fue advertido por la mayoría de los investigadores que analizaron los efectos del Terremoto de Caracas. No obstante, aun cuando las estructuras modernas son mucho más competentes en su rigidez, resistencia y ductilidad, en Venezuela se siguen construyendo las paredes de la misma forma. La mayoría de los edificios son tipo “pórticos de momento rellenos de mampostería”, lo que no es compatible con los criterios de las normas disponibles en el país para su análisis y diseño, las cuales sólo son válidas para “pórticos dúctiles de momento”, sin interacción sustancial de la tabiquería.

Destaca que en los sismos recientes, Cariaco 1997 y Tucacas 2009, se ha manifestado nuevamente el dominio de las paredes observado en Caracas 1967 para edificios de mediana altura, diseñados con normas más recientes y ante acciones sísmicas inferiores a las consideradas en su diseño. Entonces, una de las lecciones más importantes de 1967, aparentemente no se ha asimilado aún.

Un camino por recorrer:

No se puede concluir este trabajo sin hacer nuevamente énfasis en que gracias a la amplia documentación disponible, Los Palos Grandes es un inmenso laboratorio a escala natural, que demanda ser utilizado para continuar las investigaciones y multiplicar el conocimiento en el campo de la ingeniería sismorresistente venezolana. Del evento de 1967, destaca la gran cantidad y calidad de información relativa a los síntomas de daño en los edificios luego del sismo, que si

son bien leídos, permiten obtener una buena aproximación de las respuestas dinámicas experimentadas. Por lo tanto, se estima que un estudio más detallado de varios edificios seleccionados y empleando técnicas de análisis no lineal, será un excelente aporte para mejorar o ajustar los resultados obtenidos en esta investigación.

Se considera particularmente importante profundizar el análisis de la influencia de las paredes en el desempeño estructural, a fin de poder contar con mayores elementos de juicio que permitan recomendaciones prácticas para aislar las paredes de la estructura o para su incorporación en los proyectos como parte del sistema estructural, lo cual es una obligación prevista en las Normas actuales, pero poco regulada en las mismas y rara vez considerado por los ingenieros venezolanos.

El Caso Los Palos Grandes puede aportar muchas nuevas lecciones en esa dirección. En este sentido, para obtener resultados válidos en el análisis del desempeño de los edificios en 1967, se recomienda tener muy en cuenta la diferencia de intensidades del sismo en ambas direcciones cardinales, norte-sur y este-oeste.

Se considera muy importante tomar las medidas necesarias para las futuras construcciones, que logren reducir el riesgo que representa la presencia de las típicas paredes venezolanas en el desempeño sismorresistente de los edificios. Mientras no se cambie la forma de construir las paredes “no estructurales” de mampostería, aislándolas de la estructura, y tampoco se cuente con un marco normativo que permita su incorporación al sistema resistente a sismos, se recomienda, como medida adicional a los requisitos ya incluidos en las Normas Venezolanas COVENIN y FONDONORMA vigentes, al menos procurar que las estructuras sean más rígidas para que puedan dominar el desempeño y controlar los daños en las paredes. En este sentido, se sugiere preliminarmente que el cortante basal mínimo se calcule con un período $T=T_a$ y que se limite la distorsión del edificio (deriva entre altura de entrepiso) a un máximo de 10 %. En el caso de edificios con estructura de concreto armado, los muros se consideran más adecuados que los pórticos para lograr este

propósito. Adicionalmente, se recomienda ser conservador en la selección del factor de reducción de respuesta a usar en los espectros de diseño.

Las conclusiones y recomendaciones aquí emitidas obedecen a la opinión del autor, con arreglo a su pericia y con base al análisis de la información a la cual tuvo acceso.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A., & Silva, W. J. (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations. *Earthquake Spectra* , 24 (1), 67-97.
- Alcaldía de Chacao. (2009). *Plaza Francia. Proyecto*. Recuperado el 27 de Septiembre de 2009, de <http://www.chacao.gov.ve/adicionales.asp?Id=444>
- Alcaldía de Chacao. Dirección de Ingeniería Municipal. Archivo. (s.f.). Expedientes de proyectos de la urbanización Los Palos Grandes. Dirección: Edificio Atrium. Piso 5, Av. Venezuela de El Rosal, Chacao.
- Alfonzo A., C. S. (2002). *El auge petrolero marcó el inicio del noreste caraqueño. De las haciendas a los edificios. en: El Nacional - Domingo 17 de Febrero de 2002*. Recuperado el 27 de Septiembre de 2009, de <http://www.tirinmobiliarios.com/pdf/170202.pdf>
- Alonso, J. L. (1975). La Microzonificación Sísmica como Elemento Imprescindible en el Planeamiento Urbano. *Boletín N° 304, Colegio de Ingenieros de Venezuela* .
- Alonso, J. L. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Fondo Editorial Sidetur.
- Alonso, J. L., & Urbina, L. (s.f.). Microzonificación Sísmica para la Protección Civil. *II Coloquio Latinoamericano de Asistencia Regional. I Jornadas Panamericanas Municipales de Protección Civil* , 22 p.
- Arcia, J. (1970). Evaluación de Daños. Terremoto del 29 de Julio de 1967. Caracas Venezuela. *Boletín Técnico IMME* , 8 (31-32), 73 a 137.

- Arcia, J., & Malaver, A. (1974). Reparaciones Estructurales de los Edificios Dañados por el Sismo del 29 de Julio de 1967. *I Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*.
- Avendaño, J., & Sudo, K. (1984). Mecanismos focales de los terremotos de Bucaramanga y Caracas 29 de julio de 1967. *IV Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Barquisimeto, Venezuela.
- B.R.S. Ingenieros, C.A. (2004). *Informe Técnico N° 0407: Estudio de patología por problemas de corrosión en la estructura de concreto armado de Residencias Belaire, Los Palos Grandes, Municipio Chacao, Caracas*. Caracas.
- Bertero, V. V. (1967). *William G. Godden (vol 4) Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Godden>
- Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008). Earthquake Engineering Research Institute Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra* , 24 (N° 1), PP. 99-138.
- Borges, J. F., Grases, J., & Ravara, A. (1969). Behaviour of Tall Buildings during the Caracas Earthquake of 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, pp. J-2. 107 a 123. Santiago de Chile.
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2008). NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra* , 24 (N° 1), 139-171.
- Castilla, E., Lafuente, M., & Genatios, C. (1997). *Sobre el Comportamiento Sismorresistente de Estructuras de Muros de Mampostería*. Universidad

Central de Venezuela: Trabajo de ascenso a la categoría de titular. Prof. Enrique Castilla.

Chiou, B. S., & Youngs, R. R. (2008). *NGA Model for Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra*. University of California, Berkeley: PEER Report 2008/09 Pacific Engineering Research Center .

Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice Hall.

Choy, J. E., Palme, C., Guada, C., Klarica, S., & Morandi, M. (2011). Implicaciones de la localización de los centros de intensidad del subevento de Caracas del Terremoto de 1812 y del Sismo de Caracas de 1967. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela* , 26 (2), 77–88.

Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1968). *Primera fase del estudio del sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.

Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978a). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967* (Vol. A). Caracas: FUNVISIS.

Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978b). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967* (Vol. B). Caracas: FUNVISIS.

Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1969). The Caracas Earthquake of July 29, 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, págs. J-2. 74 a 89. Santiago de Chile.

- COVENIN 1753. (1987). *Estructuras de Concreto Armado Para Edificaciones. Análisis y Diseño*. Caracas, Venezuela: COVENIN-MINDUR.
- COVENIN 1756. (2001). *Norma Venezolana: Edificaciones Sismorresistentes*. Caracas, Venezuela: Fondonorma.
- COVENIN 2002. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Caracas, Venezuela: COVENIN-MINDUR.
- Degenkolb, H., & Hanson, R. D. (1969). The July 29, 1967 Venezuela Earthquake: Lessons for the Structural Engineer. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. J-2 90-106. Santiago de Chile.
- Delgado Linero, M. (2005). Crecimiento de la población y proceso de urbanización en el Distrito Metropolitano de Caracas: efectos ambientales. *II Encuentro Nacional de Demógrafos y Estudiosos de la Población*. Caracas: Asociación Venezolana de Estudios de la Población (AVEPO).
- Dobry, R. (1997). Lecciones Aportadas por el Terremoto de Caracas a la Incorporación del Efecto de Amplificación del Suelo en los Códigos Sísmicos. *Seminario Sobre el Terremoto de Caracas del 29 de Julio de 1967 - Treinta Años Después*. Caracas.
- Engdahl, E., van der Hilst, R., & Buland, R. (1998). Global teleseismic earthquake relocation with improved travel times and procedures. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 88, 722-743.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., American Society of Civil Engineers, USA: Federal Emergency Management Agency. FEMA-356.

- Ferrer, F., & Cluff, L. (1969). Caracas, Venezuela Earthquake of July 29, 1967. Soil Engineering and Engineering Geology Observations. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. J-2. 151 a 16). Santiago de Chile.
- Fiedler B., G. (1969). *Algunas notas sobre la aceleración del suelo en el Terremoto de Caracas de Julio 29 de 1967*. Caracas: Italgráfica.
- Fiedler, G. (1968). Estudio Sismológico de la Región de Caracas con Relación al Terremoto del 29 de Julio de 1967. *Boletín Técnico del IMME* (Nº 23-24).
- Fintel, M., Nieves, J. M., Jobse, H. J., Armheim, J. E., & Griffin, P. (1967). *Preliminary Report. The behavior of reinforced concrete structures in Caracas, Venezuela, earthquake of July 29, 1967*. Chicago, USA: Portland Cement Association.
- FONDONORMA 1753. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela: FONDONORMA.
- Fundación Polar. (1997). *Diccionario de Historia de Venezuela, 2ª Edición, Caracas*. Recuperado el 16 de 07 de 2011, de http://www.ivic.gob.ve/memoria/bios/aguerrevere_michelena_santiago.htm
- FUNVISIS. (2009). *Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738). Informe Técnico Final. Volumen 1 Caracas*. Caracas: Ministerio de Ciencia y Tecnología - FUNVISIS.
- FUNVISIS. (2005). *Sismología Aplicada. Sismos Emblemáticos Ocurridos en Venezuela*. Recuperado el octubre de 2012, de http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php
- Ghobarah, A. (2004). On Drift Limits Associated with Different Damage Levels. *International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Concepts and*

- Implementation. Bled, Slovenia* (págs. 321-332). Berkeley: The Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Grases, J. (2005). Algunas Contribuciones de Günther Fiedler a la Sismología Venezolana. *Revista Geográfica Venezuela , Número Especial*, 257-266.
- Grases, J. (1968). El Sismo de Caracas de 1967. Estudios Orientados Hacia su Interpretación a Partir del Comportamiento de Estructuras. *Boletín Técnico IMME* , 6 (23-24), 3-125.
- Griffith, M. (2008). *Seismic Retrofit of RC Frame Buildings with Masonry Infill Walls: Literature Review and Preliminary Case Study*. Italy: European Commission. Joint Research Centre. Institute for the Protection and Security of the Citizen.
- Guevara Pérez, T. (2012). *Configuraciones Urbanas Contemporáneas en Zonas Sísmicas*. Caracas: Fondo Editorial Sidetur y Facultad de Arquitectura Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela.
- Hanson, R. D., & Degenkolb, H. J. (1969). *The Venezuela Earthquake. July 29, 1967*. New York, USA: American Iron and Steel Institute.
- IRIS. (2004). *Incorporated Research Institutions for Seismology (IRIS). Seismograms of The 1967 Caracas (Venezuela) Earthquake*. Recuperado el 25 de Agosto de 2006, de: <http://www.iris.edu/seismo/quakes/1967caracas/pdf/>
- Javier (seudónimo). (2009). *Cuando era Chamo – Recuerdos de Venezuela*. Recuperado el 28 de 10 de: <http://www.cuandoerachamo.com/plaza-altamira-de-caracas-desde-1947-hasta-1980>
- López, A., Luis, A., Lirio, B., Prieto, J., Gonzalez, J., Castillo, L., y otros. (2009). Estudio de Vulnerabilidad Sísmica. Municipio Chacao. Urbanización: Los

Palos Grandes. *Memorias del IX Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Caracas.

López, O. A., Hernández, J. J., Bonilla, R., & Fernández, A. (2006). Response Spectra for Multicomponent Structural Analysis. *Earthquake Spectra* , 22 (1), 85-113.

Maglione di G., P. (2010). *Evaluación de la Respuesta Sísmica de un Edificio de 21 Niveles Durante el Sismo de Caracas del 29-07-1967. Revisión de su Estructura Reforzada en el Año 1968 (Trabajo de Grado Para Otorgar al Título de Especialista en Ingeniería Estructural)*. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.

Marinilli, A. (2004). *Evaluación del Efecto de los Elementos Confinantes en Muros de Mampostería Sometidos a Acciones Sísmicas*. Caracas: Tesis Doctoral. Universidad Central de Venezuela.

Mendoza Neira, P. (Ed.). (1951). *Así es Caracas*. Caracas: "El Mes Financiero y Económico de Venezuela" CROMOTIP, C.A.

Milek, W. A. (1967). *Robert A. Olson Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de 07 de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/R>

Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1957). *MOP 1955: Normas para el Cálculo de Edificios*. Caracas, Venezuela: Ministerio de Obras Públicas.

Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1967). *Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*. Caracas: MOP Dirección de Edificios.

- Morales, G. E. (Ed.). (2007). *Urbanización Altamira*. Recuperado el 15 de 07 de 2011, de Venciclopedia, la Enciclopedia de Venezuela:
http://venciclopedia.com/index.php?title=Urbanizaci%C3%B3n_Altamira
- Pampanin, S. (2006). Controversial Aspects in Seismic Assessment and Retrofit of Structures in Modern Times: Understanding and Implementing Lessons from Ancient Heritage. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* , Vol. 39 (No. 2), 120-123.
- Papageorgiou, A. S. (2009). Observaciones sobre la intensidad del evento de 1967. Comunicación personal a solicitud del autor. Patras, Greece.
- Papageorgiou, A. S., & Kim, J. (1991). Study of the Propagation and Amplification of Seismic Waves in Caracas Valley with Reference to The 29 July 1967 Earthquake: Sh Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 81 (6), 2214-2233.
- Papageorgiou, A., & Kim, J. (1993). Propagation and Amplification of Seismic Waves in 2-D Valleys Excited by Obliquely Incident P- and Sv- Waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 22 (2), 167-182.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: John Wiley & Sons, INC.
- Pincheira, J. A. (1993). Design Strategies for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames. *Earthquake Spectra* , 9 (4), 817-842.
- Pincheira, J. A., & Dotiwala, F. S. (1999). Seismic Análisis of Older Reinforced Concrete Columns. *Eatrquake Spectra* , 15 (2), 245-272.
- Rial, J. A. (1977). El Terremoto de Caracas de 1967. Estudio del Proceso Focal (Investigación En Proceso). *Boletín del IMME* , XV (57-58).

- Rial, J. A. (1978). The Caracas, Venezuela, Earthquake of July 1967: A Multiple-Source Event. *Journal of Geophysical Research* , 83 (B11), 5405-5414.
- Robson, G. R., Canales, L., & Esteva, L. (1968). *Venezuela. The Caracas Earthquake of July 1967*. Paris: UNESCO, Serial N° 571/BMS.RD/AVS.
- Romero, G., Audemard, F., Rendón, H., & Orihuela, N. (2003). *Compilación de Soluciones Focales para Sismos Sentidos en Venezuela y Áreas Vecinas, 1957-2002*. Caracas: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas FUNVISIS.
- San Bartolomé, A., & Quiun, D. (2004). Propuesta Normativa para el Diseño Sísmico de Edificaciones de Mampostería Confinada. *Boletín Técnico del IMME*, 42 (2).
- Sánchez Silva, M., Yamin, L., & Cardona A., O. (1993). Metodología para la evaluación de vulnerabilidad de centros urbanos. *I Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural y VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente*. Mérida, Venezuela.
- Sánchez, J., Schmitz, M., & Cano, V. (2005). Mediciones Sísmicas Profundas en Caracas para la Determinación del Espesor de Sedimentos y Velocidades Sísmicas como Aporte para el Estudio de Microzonificación Sísmica. *Boletín Técnico IMME*, 43 (2).
- Sánchez, T., & Zepeda, O. (Edits.). (1999). *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*. México: Fundación ICA.
- Sause, R., Pessiki, S., Wu, S., & Kurama, Y. (1996). Modeling and Seismic Behavior of Nonductile Concrete Frame Structures and Retrofit Implications. *Seismic Rehabilitation of Concrete Structures. ACI SP-160*. USA: American Concrete Institute (ACI).

- Schmitz, M. (2006). Información sobre el Terremoto de Caracas de 1967. Comunicación personal enviada por correo electrónico a solicitud del autor. Caracas.
- Schmitz, M., & González, J. (2008). Microzonificación Sísmica de Caracas. *Seminario Internacional sobre Gestión Ambiental y de Riesgo en Industrias, Comercios y Empresas. IPCA Chacao / COMIR-UCV*. Caracas.
- Schmitz, M., Hernández, J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Vallée, M., y otros. (2011). Principales Resultados y Recomendaciones del Proyecto de Microzonificación Sísmica en Caracas y Estrategias para su Implementación. *Revista de la Facultad de Ingeniería de la U.C.V.* , 26 (2), 113-128.
- Searer, G., & Fierro, E. (2004). Problemas endémicos en la práctica actual del diseño sísmico en Venezuela. *Boletín Técnico IMME* , 42 (1), 50-63.
- Seed, H. B., & Ugas, C. Y. (1976). Site Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design. *Bulletin of Seismological Society of America* , 66 (1).
- Seed, H. B., Whitman, R. V., Dezfulian, H., Dobry, R., & Idriss, I. M. (1972). Relationships between soil conditions and building damage in the 1967 Caracas Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE* .
- Skinner, R. I. (1969). Damage Mechanisms and Design Lessons from Caracas. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, págs. J-2. 124 a 136. Santiago de Chile.
- Sozen, M. A., Jennings, P. C., Matthiensen, R., & Housner, G. W. (1968). *Engineering Report on the Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Washington National Academy of Sciences.

- Steinbrugge, K. (1967). *EQIIS and Karl Steinbrugge Image Database. National Information Service for Earthquake Engineering. University of California, Berkeley*. Recuperado el 2008, de http://nisee.berkeley.edu/visual_resources/steinbrugge_collection.html
- Suárez, G., & Náblek, J. (1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. *Journal of Geophysical Research* , 95 (B1I), 17459-17474.
- Tasligedik, A., Pampanin, S., & Palermo, A. (2011). Damage Mitigation Strategies of ‘Non-Structural’ Infill Walls: Concept and Numerical-Experimental Validation Program. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. Building an Earthquake-Resilient Society*. Auckland, New Zealand: NZSEE.
- Torrisi, G., Crisafulli, F., & Pavese, A. (2012). An innovative Model for the In-Plane Nonlinear Analysis of Confined Masonry and Infilled Frame Structures. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa, Portugal.
- Ugas, C. T., Grases, J., & Vásquez, A. (1983). Referencias Relativas al Terremoto de Caracas del 29-07-1967. *Boletín Técnico IMME* , 21 (72-73), 223 a 258.
- ULA. (2006). *Sistema de Teleinformación de Sismología Histórica de Venezuela*. Recuperado el 25 de 06 de 2011, de Universidad de Los Andes: http://sismicidad.ciens.ula.ve/cgi-win/be_alex.exe?Acceso=T021100001939/0&Nom_brebd=psh&TiposDoc=U1
- Urich, A. J., & Beauperthuy, J. L. (2012). Protagonism of the Infill Walls on Seismic Performance of Venezuela Buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa, Portugal.
- Urich, A., & López, O. (2006). Importancia de la Orientación de los Planos Resistentes en el Desempeño Sísmico de Edificios en Los Palos Grandes

1967. *VIII Convesis - Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Valencia, Edo. Carabobo.
- USGS. (s.f.). *Significant Earthquakes World Wide*. Recuperado el 25 de 06 de 2011, de U.S. Geological Survey Earthquake Data Base. National Earthquake Information Center - NEIC: <http://neic.usgs.gov/>
- Valois, F. (1967). *Karl Steinbrugge Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/S>
- Whitman, R. (1969). *Effect of Soil Conditions upon Damage to Structures; Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Cambridge: Report to Presidential Commission for Study of the Earthquake.
- Willemann, R., & Storchak, D. (2002). Data Collection at the International Seismological Centre. *Seismological Research Letters* , 72, 440-453.
- Zavala, C., Gibu, P., Homma, C., Chang, L., & Huaco, G. (2003). Comportamiento Frente a Cargas Laterales de una Vivienda de Albañilería de dos Pisos Mediante Ensayo en Línea. *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Iquitos, Perú