Boletín de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. ISSN 1317-6781 https://n2t.net/ark:/42414/banih/722026/178
Caracas, Nº 72. Edición especial, octubre 2026: 247 – 257

RESPUESTA ESTRUCTURAL Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRA: LECCIONES, DEBILIDADES Y CAMBIOS NECESARIOS TRAS EL TERREMOTO DE LA GUAIRA DEL 24 DE JUNIO DE 2026

Guillermo BONILLA[1]

RESUMEN

Los daños y colapsos en serie de gran cantidad de edificaciones localizadas en determinados sectores del Estado La Guaira, consecuencia del par de eventos sísmicos vividos el 24 de junio de 2026, deben llevar a cambios en distintas disciplinas y áreas a pesar que la acción de la naturaleza demostró un carácter extraordinario por la descarga de energía transformada en fuerzas fatales sobre estructuras. En el presente artículo se incluyen resultados relativos a errores u omisiones constructivas en el ámbito estructural evaluados sobre edificaciones colapsadas y no colapsadas; se trata de estudios que iniciaron el mismo día de los eventos a solicitud del Ministerio del Poder Popular para Hábitat y Vivienda. Como las zonas afectadas tienen desarrollos que datan de los años sesenta, en la descripción de lo observado se incluye información adicional sobre el estatus normativo para diferentes épocas, características de los materiales utilizados e incluso el porcentaje estimado de edificaciones por décadas. De manera especial, se detallan los errores cometidos durante la ejecución que si bien es cierto no fueron las razones directas de tantos colapsos, queda claro que de haberse tratado de un terremoto con menor magnitud e intensidades, sería probable que estos errores de calidad relativos a la estructura tuvieran un carácter protagonista en daños graves sobre algunas edificaciones. Se concluye que se necesitan hacer cambios a distintos niveles y en distintos frentes, dejando en el lector la reflexión correspondiente.

ABSTRACT

Structural response and on-site quality control: lessons, weaknesses, and necessary changes following the La Guaira earthquake of june 24, 2026

This paper evaluates the structural performance and widespread building collapses in La Guaira State following the June 24, 2026 seismic events. Based on post-earthquake field inspections requested by MINHVI, the study analyzes reinforced concrete buildings constructed over various regulatory eras (1960s–2020s), focusing on construction errors and quality control deficiencies such as improper stirrup spacing, lack of joint confinement, and poor rebar splicing. Although the extreme ground motion directly triggered the failures, these structural execution flaws severely compromised building ductility and shear capacity, emphasizing the urgent need for regulatory reform and stricter construction supervision.

Palabras clave: Respuesta estructural, control de calidad, terremoto de La Guaira, colapso edificios, normativas sísmicas.
Keywords: Structural response, quality control, La Guaira earthquake, building collapse, seismic codes.

1. Introducción

El par de eventos sísmicos acaecidos el 24 de junio de 2026, iniciando el primero cerca de San Felipe al occidente del país y seguido a los pocos segundos por el focalizado en la costa de Caraballeda, afectaron con distintas intensidades a varios estados. El impacto fue contundente en el Estado La Guaira, donde un alto porcentaje de urbanismos localizados en suelos más blandos o en mesetas ubicadas dentro del área de influencia crítica del movimiento; recibieron de manera cuasi instantánea y fatal el impacto avasallante de los eventos.

Esta ruptura de la corteza terrestre con ondas de arranque inicial combinadas (P y S) por lo cercano y superficial, generó tal descarga que grupos de edificaciones, en especial las de mediana altura (8 a 14 niveles), carecieron de capacidad para absorber y disipar tanta energía, provocando cuasi de inmediato sus colapsos. Consecuentemente, las fuerzas iniciales de corte recibidas en las fundaciones y transmitidas de manera inmediata a la superestructura, superaron la capacidad en las bases de columnas para soportar el extraordinario impacto cortante. Por otra parte, si bien es cierto que algunas estructuras pudieron resistir las cargas axiales consecuencia de las oscilaciones vibratorias horizontales; en ningún caso estos miembros (columnas) fueron diseñados para resistir un componente vertical con aceleración imprevisible a la fecha.

[1] Universidad Católica Andrés Bello

El artículo tiene como objetivo resaltar la necesidad de mejorar calidad en el área estructural y construcción futura; enfocándose en los distintos errores observados en edificios colapsados en concreto reforzado de configuración sencilla y geometría rectangular (tanto en planta como en elevación) que no tuvieron posibilidad de absorber y disipar energía sin colapsar. Adicional y a manera informativa, han sido incluidos determinados aspectos relacionados con las normas utilizadas y su época de aplicación, al igual que se adelanta información de resistencias en concretos y cedencias en aceros estudiados en las edificaciones del Estado La Guaira.

Los resultados forman parte de una investigación con mayor alcance que tiene como finalidad evaluar y analizar causas de los colapsos en edificios afectados por el terremoto de La Guaira; para incentivar cambios necesarios en distintas áreas y disciplinas. Inició el mismo día del evento, a solicitud del Ministerio del P.P. para Hábitat y Vivienda en conjunto con la Universidad Católica Andrés Bello.

2. Responsabilidad por daños estructurales

Distintas disciplinas profesionales juegan protagonismo esencial en la respuesta de las edificaciones ante eventos naturales; aunque la calidad en la ejecución de la estructura termina siendo la responsable del comportamiento real de toda edificación correctamente diseñada. En este sentido, la arquitectura inicia determinando las formas geométricas en planta como en elevación, definiendo alturas en función de variables urbanas locales y estableciendo la distribución de espacios; aspectos que resultan fundamentales en el comportamiento de toda edificación ante este tipo de eventos. Por otra parte, los especialistas en geotecnia evaluarán la morfología y geología del suelo determinando, entre otros aspectos, condiciones físicas de soporte, tipos de fundaciones y profundidades e incluso, en algunos casos la dinámica del suelo.

El ingeniero estructural desarrollará un diseño apoyado con programas, soportado en conocimiento del área, normas y reglamentos para terminar definiendo secciones y dimensionado de vigas, columnas, losas; estableciendo además reforzamiento y detalles a cumplir durante la ejecución. El inicio de la construcción propiamente requiere de permisos otorgados por las ingenierías municipales que, como consecuencia del terremoto de 1967, solo verifican el cumplimiento de variables urbanas, en especial aspectos locales de retiros, porcentajes de ubicación y construcción junto a existencia de infraestructura de servicios; actividad realizada por profesionales de la arquitectura e ingeniería.

Consecuentemente, el constructor, con su respectiva supervisión y control de calidad, tiene la responsabilidad de llevar a cabo todo un proyecto siguiendo parámetros bien determinados. En definitiva, la Ingeniería detrás de entes oficiales y empresas constituye la disciplina principal del comportamiento de la edificación a lo largo de su vida útil.

Sin embargo, al final toda estructura responderá a cómo fue construida; por lo tanto, el rol de los ingenieros residentes e inspectores, técnicos en supervisión y de laboratorios de materiales resultará esencial para asegurar que la edificación sea ejecutada tal como fue proyectada y logre comportarse conforme fue previsto. En una primera instancia, la responsabilidad decenal por fallas y daños consecuencia de lo tratado caerá en principio sobre el Constructor con su Ingeniero Residente, el Ingeniero Inspector y el Ingeniero estructural.

3. Especificaciones involucradas en las construcciones

Formalmente las normas de cálculo y construcción iniciaron con el Ministerio de Obras Públicas (MOP) hacia 1933 con especificaciones básicas relativas a sismicidad; recibiendo sus respectivas actualizaciones en 1947 y 1955, todas soportada en la Teoría Clásica.

El terremoto de Caracas (y La Guaira) en 1967 motiva una actualización que es reeditada en 1968 manteniendo la Teoría Clásica pero paralelamente es publicada la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas que incorporaría las características de los suelos, tipo de estructura, detallado en nodos, entre otros aspectos.

En la década de los 80 es publicada la norma COVENIN 1756-82 con cambios sustanciales en relación a la norma antisísmica post terremoto 67 y la experiencia de Cariaco en 1997 lleva a mejorarla en 1998. En 2019 es publicada la última actualización con mejoras sustanciales incluyendo la microzonificación. Pasó a ser Reglamento en 2021 y desde luego no pudo ser aplicado en las edificaciones de La Guaira.

En lo referente a cálculo y construcción la norma MOP 1967 es actualizada a inicios de los 70 por la norma 1971 que a su vez resulta sustituida a mediados de 1985 por la norma COVENIN 1753-85 - Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones Análisis y Diseño- basada en especificaciones ACI 318-83; estando soportada en la Teoría de Rotura además de incluir un Capítulo 18 dedicado a consideraciones sismorresistentes. La última actualización es del año 2006. La figura 1 esquematiza en función de las épocas la incidencia de normas o hitos relevantes que motivaron actualizaciones.

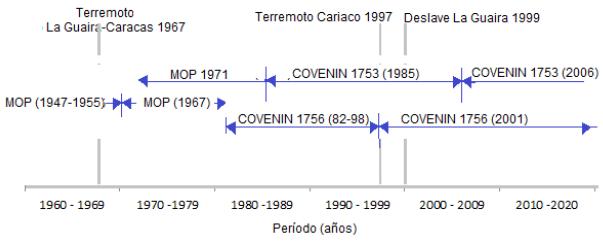


Figura 1. *Lapsos de normas e hitos relevantes en función de los años*

Respecto a la construcción de edificaciones residenciales, materiales y detalles, el Estado La Guaira contaba y cuenta todavía, con edificios aporticados en concreto reforzado que datan de los años 45 del siglo pasado; en consecuencia, tiene estructuras desarrolladas durante los últimos 80 años que fueron diseñadas bajo diferentes especificaciones sísmicas como de construcción que han ido mejorando a través de los años.

Para ofrecer una idea, hacia la década de los 40 las construcciones eran de poca altura y el principal promotor era el Estado, pero los parámetros de cálculo como de ejecución, ya contaban con especificaciones nacionales desde los años 30. Hasta mediado de los 60 las resistencias mínimas de concretos estructurales arrancaban desde los 180 kgf/cm²; el acero en estribos y ligaduras contaban con diámetro mínimo 6 mm y en las columnas con separación constante de ligaduras a todo lo largo de su altura, en función del valor crítico entre 16 veces barra longitudinal o 48 veces diámetro de la ligadura o lado menor de la sección transversal del miembro.

Las columnas de estructuras calculadas bajo estas normas cuentan con relativo poco acero longitudinal como transversal con una cedencia (2200-2500) kgf/cm²; aunque eventualmente en edificios altos incorporaban acero trabajado a torsión en frío de cedencia en el orden 4000 kgf/cm². Buena resistencia a cambio de limitar su ductilidad.

En columnas los empalmes por solape de acero longitudinal suceden a nivel de piso y los nodos carecían de confinamiento hasta que las consecuencias del terremoto de Caracas (y La Guaira) en 1967 obligó a disponer de la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas post terremoto donde recomendaban confinarlos para asegurar comportamiento adecuado, condición mantenida a la fecha.

Las siguientes especificaciones para diseño y construcción general llegan hacia 1985 bajo la norma COVENIN 1753-85 - Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones Análisis y Diseño aceptaban ligaduras desde 6 mm en miembros secundarios para aceros longitudinales hasta 12,7 mm (1/2") y a partir de este diámetro ligaduras (y estribos también) de 9,50 mm (3/8") refiriendo ganchos a 135º en ligaduras y estribos para zonas sísmicas; además que cada barra esquinera cuente con gancho a 135º manteniendo armadura transversal de confinamiento en juntas viga – columna. La cedencia del acero se mantiene en 4200 kgf/cm² (Grado 60).

La resistencia del concreto para diseño (f´c) (ND3) la indica mayor a 210 kgf/cm²

La 1753-2006 mejora el Capítulo 18, cambia coeficientes de carga y factores de reducción en vigas, pero en especial presta atención casos de muros portantes y a los confinamientos en nodos en zona de alta ductilidad (ND 3). Resistencia de concreto mayor a 250 kgf/cm².

Esta descripción somera de exigencias normativas se hace necesaria para poder evaluar en sitio el cumplimiento de referencias normativas específicas; al respecto, un aspecto adicional incluido en la figura 2 corresponde al estimado de construcciones de edificios desde 1960 en el Estado La Guaira; que si bien se trata de una data todavía en revisión, permite ofrecer una idea de la incidencia normativa sobre el porcentaje de las construcciones levantadas según distintas épocas. Se infiere de la figura 2 que entre un 55% a 65% de las edificaciones fueron desarrolladas bajo normas MOP mientras un 40 % siguieron directrices COVENIN. Los urbanismos más afectados en este Estado cuentan con construcciones que datan desde los 70 presentando picos en la década 70 y 80 para caer entre 1990 y 2010 seguido del reinicio de crecimiento a partir del 2010.

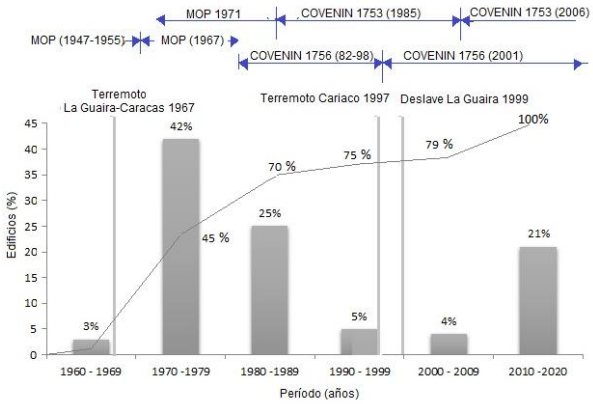


Figura 2. *Porcentaje de construcción de edificios e hitos relevantes en función de períodos*

Lo importante desde el punto de vista del estudio es que la data en porcentajes adelanta un panorama de requisitos de diseño y constructivos a lo largo del tiempo; así en lo relativo a resistencias hasta la década de los 80 correspondía a un valor medio referencial (200 – 220) kgf/cm² y a partir de esta década se pasa a 250 kgf/cm²; por otra parte las cedencias en barras de acero desde los 60 (2200 – 2400) kgf/cm² y 4000 kgf/cm² (acero trabajado a torsión) hasta los 70 que cambia a 4200 kgf/cm². Cabe destacar respecto al acero y sus propiedades, es que a hacia el año 2012 se presentaron problemas con importaciones en cedencias distintas; situación corregida en el mismo año con el retiro de lotes de piezas del mercado. Un mercado por cierto donde se dispone desde la década de las 80 barras corrugadas de acero longitud 6,0 m con cedencia 2200 kgf/cm² en diámetros 9,5 mm (3/8") y 12,7 mm (1/2") no recomendadas en estructuras de edificios.

Con relación a empalmes por solape de barras longitudinales en columnas, como ha sido expuesto, se mantiene desde los años 60 arranque a nivel de piso con ligaduras a distancias iguales en toda la altura (25-40) cm y cierres con ganchos a 90º.

A partir de 1980 estos empalmes a nivel piso son reubicados en los 2/3 centrales de la altura de columna, con la finalidad de facilitar inflexiones precisamente hacia el centro de la luz, dado que los momentos sísmicos consecuencia de fuerzas cortantes en los extremos tienden a ser nulos en la media altura; esta ubicación restringe, al menos teóricamente la aparición de articulaciones cercanas a nodos. Consecuentemente las ligaduras en columna inician desde el nodo a 5 cm manteniendo separación constante entre ¼ de menor longitud de sección o (8 *db*-1985 / 6 *db* – 2006) siendo *db* menor diámetro de acero principal o 24 diámetro de ligadura; en cualquier caso, menor a 10 cm hasta 1/3 de la altura para pasar a mayor separación en los 2/3 centrales según los criterios ½ de la menor longitud de sección o 16 diámetro menor de barra principal o 48 diámetro de ligadura y nunca menor a 30 cm. La tabla 1 resume estas restricciones.

Tabla 1. *Restricciones relativas a separaciones de ligaduras según normas 1753 años 1987 y 2006*

Parámetro en Columnas ND3	Zona de Confinamiento (Extremos)	Zona Central (2/3 de la Altura)
Separación respecto a la columna	¼ menor dimensión	½ menor dimensión
Separación respecto a diámetro cabilla principal	$8 \cdot db$ (Norma 1987) 6. db (Norma 2006)	$16 \cdot db$
Separación respecto a diámetro ligadura	$24.db$ (Norma 1987)	48. db
Límite máximo	10 cm	30 cm

Nota. db diámetro de barra

Queda claro que desde el punto de vista del diseño estructural la respuesta de las edificaciones frente a movimientos sísmicos estuvo sustentadas en principios distintos que pasaron a ser más conservadores en la norma 1753 de 1985 y de mayor exigencia en 2006.

Entonces, a partir de mediados de los 80 normativamente los edificios debían cumplir con varias condiciones en edificaciones ND 3 en localizaciones con alta sismicidad, para asegurar incursiones de la estructura en el rango inelástico absorbiendo y disipando energía al fisurar y agrietarse la mampostería, para pasar con afectaciones en vigas, que en casos extremos debían fallar antes que las columnas prefiriéndose daños a flexión que a cortante.

Tómese en cuenta que las deflexiones máximas del último nivel según el amortiguamiento y factor de reducción de respuesta R, debían en casos extremos generar articulaciones en las vigas como es mostrado en la imagen clásica de textos a la izquierda de la figura 3. De no ocurrir estos daños en vigas se pudiera llegar a la condición no deseada de articulaciones en columnas (imagen derecha); situación peligrosa por las consecuencias no deseadas.

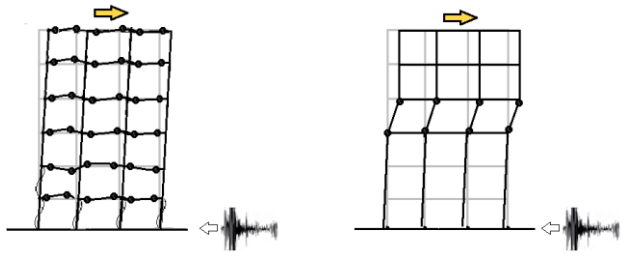


Figura 3. *Idealización de respuesta estructural deseada (izquierda) y no deseada (derecha)*

Claro está que la deflexión real de la estructura dependerá de la altura, como de su configuración en elevación y en planta; unido a la sección de vigas como columnas, tipo de losas y orientación de ejes; además de otras variables asociadas a la arquitectura relacionadas con sencillez, rigideces de secciones, redundancia y orientación de columnas en planta; estas características aportan condiciones para lograr un comportamiento conveniente, o sea que la estructura cuente con la capacidad y ductilidad necesaria para incursionar en deformaciones inelásticas sin llegar a las articulaciones en columnas con el objetivo de no afectar la estabilidad y resistencia estructural.

Cabe destacar que la ductilidad general dependerá de distintos aspectos, pero en especial de la rigidez en columna, acero longitudinal y transversal (ligaduras), confinamiento en nodos, etc. En el caso de oscilaciones por el movimiento vibratorio se desarrollarán de manera alterna las mayores tensiones a tracción y compresión en estos miembros, en especial aquellos alejados del centro de la configuración en planta. Entonces, si las tensiones axiales a compresión pasaran a ser extraordinarias por la excesiva magnitud de aceleraciones, debido especialmente a la componente vertical inducida, las fuerzas actuando en prácticamente la totalidad de miembros verticales y en especial los de primeras plantas resultarán imposibles de resistir colapsando por impacto a compresión extraordinario; casos cuando se hace indispensable que las ligaduras confinen convenientemente las columnas de manera que el concreto estallado se mantenga confinado pero además pueda ser controlado el pandeo de los tramos longitudinales de aceros en estas secciones.

4. Colapsos estructurales

En gran parte de los edificios colapsados resalta el impacto instantáneo a corte en columnas del primer nivel que carecieron de capacidad y rigidez necesarias; consecuentemente la estructura en su totalidad pasó de manera inmediata a colapso de volcamiento donde una fracción de columnas en algún extremo fallaron por tensiones de tracción. En otros casos, cuando el grupo de columnas no tuvo capacidad de resistir la carga a compresión consecuencia de la aceleración vertical; en otras palabras, varias columnas cercanas y/o en la misma línea vertical presentaron similar incapacidad a compresión y el concreto fracturado en ellas no quedó confinado al estallar, el colapso vertical resultó inevitable y consecuentemente no se presentó le volcamiento.

Muchos sectores afectados en La Guaira cuentan con edificios aporticados de diferentes geometrías de planta y de elevación; sin embargo como ha sido indicado al inicio este artículo está centrado en plantas rectangulares y elevaciones relativamente sencillas debido a que al menos en el ámbito teórico son las formas que cuentan con mejores respuestas; aunque también presentaron colapsos en serie (volcamiento inmediato en alto porcentaje). Respecto a este tipo de

estructuras sencillas en la geometría, las que más daños por colapsos tuvieron, contaban con alturas en función de números de pisos ubicadas entre (8 - 15) niveles; mientras edificios con mayor número de pisos o aquellos no tan cercanos a las zonas de desastre mostraron daños de distinta gravedad sin colapso en columnas, vigas, losas y mampostería hasta los niveles 8 y 12 principalmente.

De manera gráfica la imagen izquierda de la figura 4 presenta de forma sencilla el caso de volcamiento completo y en la derecha caso de desplomes en vertical por fallas de columnas inferiores, pero con sección superior de estructura relativamente estable pero desplomada (volcamiento parcial).

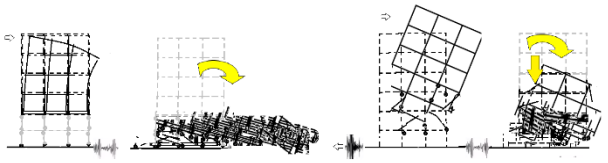


Figura 4. *Colapsos típicos con volamiento de estructuras con planta rectangular y elevación sencilla.*

Cuando un alto porcentaje de columnas tanto en sección de planta como en elevación carecía de capacidad resistente para absorber la fuerza axial a compresión, en lugar de volcamiento se presentó el colapso vertical absoluto o desplome como refleja la imagen izquierda de figura 5. Pero también se presentan casos donde muy probablemente por razones constructivas quedó algún plano potencial de falla en un determinado entrepiso, donde sus columnas al resultar afectadas por el colapso motivaron el desplome de la estructura por encima, haciendo que el entrepiso afectado desaparezca como queda reflejado en la imagen derecha de la figura 5.

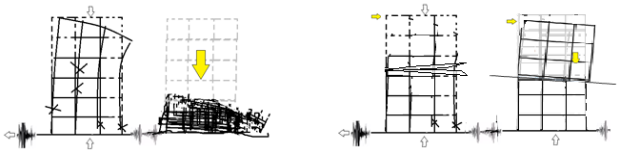


Figura 5. *Colapso vertical debido a columnas sin capacidad de soportar carga sísmica a compresión axial.*

Durante las evaluaciones en sitio pudo ser constatado en los tipos de fallas expuestos en las figuras 4 y 5 que se trataban de edificios sin niveles de sótano; ahora bien, en la medida que se avanzó en el peritaje de las edificaciones; pudieron ser detallados los casos de edificios con niveles inferiores a planta baja que también colapsaron y consecuentemente fueron observados en estos casos como los descritos. La figura 6 ejemplariza a la izquierda casos de desplome, en el centro volcamientos con desplome parcial vertical y el colapso parcial de un nivel superior según representa la imagen derecha.

Destacó durante las evaluaciones realizadas en edificios con sótanos que en muy escaso porcentaje se presentaban daños en las columnas de los niveles inferiores a planta baja; contando generalmente con fracturas en losas del techo primer e incluso segundos sótanos en sus vigas y losas correspondientes a su techo (nivel superior), consecuencias del impacto de las masas recibidas, pero con muy escasas afectaciones en las columnas de estos niveles inferiores. La figura 6 describe de manera simplificada los tres (03) casos típicos descritos. Izquierda volcamiento, central desplome vertical y derecha pérdida de entrepiso superior por caída vertical. La misma figura 6 deja claro que estos niveles sótano estaban ubicados debajo de la cota del terreno.

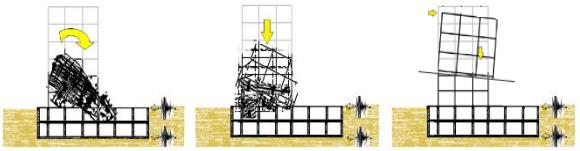


Figura 6. *Colapsos en estructuras con niveles de sótanos bajo el nivel del suelo.*

Estas descripciones de colapsos contenidas en la figura 6 confirman fundamentos descritos en muchos textos y desde luego contenidos normativos; al fin y al cabo, las fuerzas sísmicas actuantes generalmente tienen importancia a partir del primer nivel sobre el terreno; en otras palabras, debajo del nivel suelo las fuerzas horizontales son prácticamente muy bajas y los problemas en daños graves de fundaciones superficiales estarían asociados a licuación o licuefacción del suelo.

Obviando por ahora el tipo de fundaciones, las razones primarias del por qué las columnas en niveles sótano no han resultado afectadas, primera instancia pudiera ser justificada entre tantas razones por:

1. Presencia de un muro perimetral, al menos en tres (03) caras
2. La cota del terreno coincide con nivel planta baja. El suelo confina el nivel sótano a través del muro perimetral
3. Las secciones de sótano suelen contar con un área más amplia y consecuentemente mayor redundancia en columnas.
4. Las dimensiones de columnas en niveles sótanos son mayores que en planta baja.

Ahora bien, el abanico de colapsos presentes en el Estado La Guaira es tan amplio que también se encuentran edificios colapsados con los niveles sótanos para estacionamiento ubicados sobre el nivel del terreno, que al igual que los descritos, presentaron la situación de bajo porcentaje o nulo colapso de columnas en plantas inferiores; en consecuencia, aunque sea redundante se incluyen las imágenes de estas situación en la figura 7 siguiendo el orden izquierda volcamiento, imagen central desplome vertical e imagen derecha pérdida de entrepiso superior por caída de entrepiso.

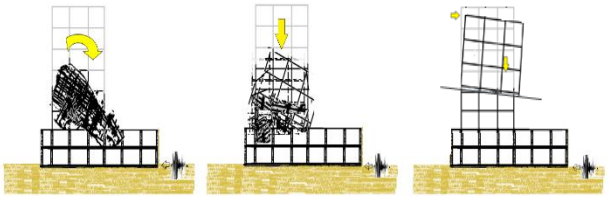


Figura 7. *Colapsos en estructuras con niveles de sótanos sobre el nivel del suelo.*

Estos casos reflejados en la figura 7, ubicados en zonas planas sin taludes cercanos, al igual que los de la figura 6 coinciden principalmente en el confinamiento desarrollado por el muro perimetral.

5. Resistencias Concreto, Cedencias Aceros. Edificios La Guaira

Han sido determinadas resistencias de concreto mediante extracciones de núcleos y estudio esclerométrico sobre columnas y /o vigas en un porcentaje de edificaciones colapsadas e incluso no colapsadas; la data puede ser observada en la tabla 2 donde se incluye información de niveles, condición y período de construcción.

Cabe destacar que se tratan de cifras que ofrecen una primera idea de aspectos relativos a resistencias; en la medida que se continúen avanzando con los estudios es muy posible que algunos promedios puedan cambiar.

Tabla 2. *Década de construcción, resistencias obtenidas del concreto y cedencias del acero*

Década de Construcción	Resistencia Media f'c (kgf/cm²)	Resistencia Mínima Evaluada (kgf/cm²)	Acero / Dominante Cedencia (kgf/cm²)
Años 1960	208	190	Gr. 40 / 2400
1970 - 1990	230	220	Gr. 40 / 2400- Gr.4200
1990 - 2000	260	240	Gr. 60 / 4200
2000 - 2010	265	260	Gr. 60 / 4200
2010 - 2020	270	260	Gr. 60 / 4200

Nota. Data preliminar obtenida mediante ensayos de núcleos y esclerometría en sitio.

En lo referente a resistencias para los años 60 se cuenta con un promedio en resistencia de 208 kgf/cm² con valor menor 190 kgf/cm² pasando entre los 70 y 90 a 230 kgf/cm² (mínimo 220 kgf/cm²). El período 1990 - 2000 presenta una media de 260 kgf/cm² (mínimo 240 kgf/cm²) pasando a 265 kgf/cm² entre 2000 - 2010 con mínimo 260 kgf/cm² y para el lapso 2010 – 2020 270 kgf/cm² con valor mínimo 250 kgf/cm².

Con relación al acero a la fecha las muestras ensayadas; una (01) de un edificio colapsado de los años 60 con cedencia 2200 kgf/cm² y tres (03) piezas correspondientes al período 2010 – 2020 cedencia media 4200 kgf/cm². En edificios colapsados de períodos 1990 - 2020 ha sido posible observar en sus aceros la rótula del fabricante correspondiente a aceros S60 (fy 4200 kgf/cm²).

Consecuentemente en lo referente a las características de los materiales (Concreto - Acero); en principio, hasta el momento actual y con base en los ensayos realizados, están dentro de valores normativos; aunque no necesariamente significa que cumplen, pues se hace necesario conocer el contenido del Diseño Estructural o Cálculo Estructural para saber acerca de las premisas e hipótesis aplicadas por el proyectista; material, por cierto, difícil de ubicar.

6. Detalles relacionados con errores en ejecución

Uno de los aspectos que han destacado en las evaluaciones realizadas sobre las estructuras afectadas en el estado, es que las edificaciones construidas antes de los años ochenta de manera general cumplen con las prescripciones normativas verificables, en especial las separaciones de ligaduras en columnas, cierres o ganchos a 90º y empalmes por solape que arrancan a la cota del piso. Consecuentemente, en lo relativo a la construcción pareciera que en esos años el control de ejecución era correcto; aunque se debe tener claro que las disposiciones de acero en los miembros resultaban holgadas y más sencilla de ejecutar; consecuentemente con menos complicación al ser supervisadas en etapas de construcción.

Por otra parte, la verificación de la calidad en lo referente a distintos detalles constructivos a partir de 1980, considerado en 44 edificios con daños graves incluyendo colapsados, permite adelantar visiones en lo que se refiere a la ejecución y supervisión de la construcción (residencia e inspección) por la cantidad de detalles incumplidos. La tabla 3 contiene resultados en variables importantes del detallado a cumplir según el año de construcción.

Tabla 3. *Cumplimiento de Variables Críticas de Detallado Estructural en Muestra de Edificios (N=44)*

Detalle Constructivo Evaluado (Post-1980)	Porcentaje de Incumplimiento	Impacto Estructural Observado en Sitio
Separación de ligaduras en tercios extremos	43%	Falla por cortante prematura en nodos
Separación de ligaduras en zona central	57%	Pandeo de barras longitudinales a compresión. Pérdida fracciones concreto
Doblez de ganchos a 135° en estribos	93%	Apertura de ligaduras y pérdida de confinamiento
Ausencia ligaduras en nodo	93%	Degradación de la junta viga-columna
Exceso de acero agrupado en solapes	95%	Pérdida de adherencia y reducción de sección efectiva

Nota. El exceso de barras refiere a una cantidad mayor a tres cabillas de acero juntas en zonas de solape

Resalta en la data de la tabla 3 que al menos 30 edificios construidos a partir de 1990 debieron cumplir con detalles no considerados en las normas de años anteriores. Se ha determinado que un 43% de los edificios evaluados no cumplieron con la separación de ligaduras 1/3 de altura en los extremos de columnas, mientras que un 57% tampoco cumplió separación mínima de ligaduras en la zona central. En lo que respecta al doblez en ganchos a 135º para los cierres en los extremos de las ligaduras, el 93% no los cumplió, y la presencia de ligaduras en los nodos fue incumplida también en un 93% de estas construcciones; con el detalle extraño de las que cumplieron con ligaduras en nodo presentan errores en su ejecución. Adicionalmente, el 95% de los casos estudiados cuenta con exceso de barras en la zona de empalmes de vigas (sección inferior por lo general) y/o columnas (tramo central), condición que afecta la adherencia con el concreto disminuyendo la sección efectiva de estos elementos estructurales colapsados.

Para complementar lo expuesto la figura 8 contiene tres (03) fotografías con detalles inadecuados en igual número de edificios. Izquierda gancho 90º con separación excesiva entre ligaduras, exceso de barras longitudinales con diámetro 25,4 mm (1") con pérdida de adherencia. Centro ligaduras en nodo mal distribuidas, se aprecia también junta vertical entre vigas. Derecha ligaduras con gancho 90º, exceso de acero longitudinal debido a empalme en columnas a nivel piso.



Figura 8. *Daños graves en tres (03) columnas de tres (03) estructuras, asociadas a inadecuada supervisión.*

Los daños mostrados en la figura anterior debieron ser corregidos durante la etapa de ejecución; al respecto, uno de los graves errores como ha sido expuesto, es empalmar todas las barras longitudinales de las columnas en cada entrepiso (imágenes izquierda y derecha de figura 8); esta situación por ningún concepto recomendable, genera zonas vulnerables en potencia debido a que en la mayoría de casos los aceros en grupos afectarán la respuesta del concreto al haber impedido desde la construcción confinarlos e incluso rellenar el espacio entre las barras. Las imágenes de la figura 9, tomada del *I^er^ Congreso Internacional y Jornadas Venezolanas Sobre Inspección de Obras* celebrado entre el 8 y 16 de junio de 2016; destacan la situación donde a imagen izquierda presenta el resultado del empalme por solape y a la derecha, la zona interna de barreras donde el concreto en estado semi fluido no podrá acceder independientemente del tamaño máximo del agregado. Obviamente se ha generado una sección de alta vulnerabilidad en la columna.

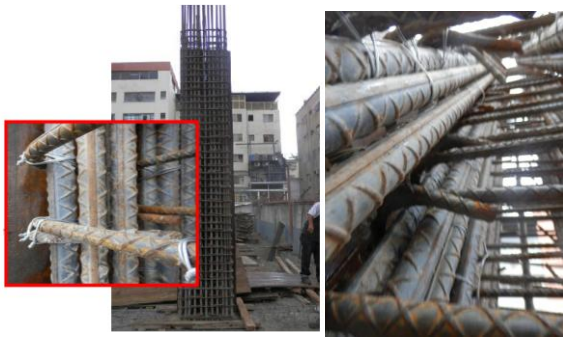


Figura 9. *Efecto de empalme en entrepiso cuando se incluyen todas las barras solapadas.*

Como ejemplo en sitio, la figura 10 muestra la imagen donde el exceso de acero principal en la columna y separaciones excesivas en ligaduras debilitaron la capacidad de la columna saliéndose el concreto fracturado de la zona confinada. Sin embargo, se reitera que las acciones del terremoto (s) fueron avasallantes.



Figura 10. *Zona de solape en columna con exceso de acero y pérdida del concreto fracturado.*

Al margen de lo tratado, otro detalle presente en todas las construcciones colapsadas y no colapsadas, independientes del año de ejecución, ha sido la presencia de tuberías que atraviesan vigas, condición que por lo general no viene contemplada en el Diseño Estructural (figura 11).



Figura 11. *Fotografía de tuberías que atraviesan vigas. Condición generalizada.*

La situación descrita se encuentra contemplada en las normas COVENIN 1753, con restricciones precisas de diámetros máximos y ubicación de zonas de pases en vigas; pero suele ser obviada dado que, en mayoría de los casos de edificaciones residenciales, las tuberías de servicio se encuentran localizadas a lo interno de las losas atravesando secciones de vigas de manera inadecuada. Una razón que motiva esta situación es que un alto porcentaje de edificios de carácter residencial son diseñados basados en la coordinación exclusiva entre arquitecto e ingeniero estructural; quedando otras disciplinas para etapas posteriores donde los pases de tuberías de servicios suelen ser establecidos con planos de arquitectura.

7. Debilidades en nodos y otros detalles

Tanto en edificios no colapsados como colapsados, los nodos no cumplen con las especificaciones indicadas en proyectos, dado que formalmente los planos contienen las referencias normativas del detallado. La figura 12 contiene en la imagen izquierda un (01) nodo en esquina de fachada mientras a su derecha y la imagen del mismo edificio con (01) nodo en zona central de fachada. Las ligaduras en estos nodos (como en el resto de juntas del edificio) no están correctamente distribuidas.



Figura 12. *Fotografías con errores en reforzamiento transversal de nodos.*

Obviamente el par de imágenes incluidas en la figura 12 permiten visualizar que las ligaduras en los nodos se encuentran inadecuadamente separadas (imagen izquierda y derecha). Pero también considerar otros detalles de incorrecta ejecución e incluso de diseño estructural débil; por ejemplo es posible detallar en ambas imágenes que las secciones en vigas (altura) cuentan con mayor rigidez que sus columnas; por otra parte la forma de rotura o corte visible en la base de la columna superior de la imagen izquierda refleja la presencia de juntas fría entre superficie de viga y base de columna, situación derivada de falta de limpieza correcta e encofrados previo al vaciado, incluso superficie de contacto lisa en la viga a nivel de nodo y/o falta de puente de adherencia necesario por el tiempo entre vaciados. También destaca en ambas imágenes de la figura el espesor en recubrimiento, que resulta excesivo, aunque justificado teóricamente y normativamente por el ambiente costero.

A continuación la figura 13 contiene un caso típico también relativo a debilidades inadecuadas en nodos por razones de espacio volumétrico, que en esta oportunidad posiblemente responda al Diseño Estructural consecuencia posible de exigencias arquitectónicas o inexperiencia del Proyectista Estructural. Obsérvese en la figura 12 que la sección volumétrica del nodo resulta insuficiente al tratarse, en este caso, de una sección determinada por columnas circulares y vigas rectangulares; cuyas secciones o caras externas vistas en planta llegan tangente al ras del perímetro de las columnas.



Figura 13. *Caso típico de nodo inadecuadamente diseñado a nivel de Proyecto Estructural.*

Obviamente lo mostrado delata falta de supervisión por la inexistencia de ligaduras y las posiciones de los aceros. Este caso específico corresponde a una estructura de 17 niveles con planta rectangular, localizado en zona donde no se presentaron colapsos, pero sí fuertes afectaciones estructurales en edificios con más de 8 niveles.

Consecuentemente las debilidades en reforzamiento transversal de nodos unido a insuficiencia en espacio para recibir barras de las vigas que convergen en él; además de otros detalles expuestos relativos a ejecución e incluso proyecto, constituyen situaciones que debilitan o debilitarán las respuestas adecuadas a las condiciones de sismicidad consideradas en la norma.

8. La corrosión daño generalizado

Entre los aspectos evaluados en edificios colapsados y no colapsados, ha sido detectado que todos presentan corrosión en sus aceros. En los cercanos a la línea costera como consecuencia de contaminación ambiental por cloruros; sin embargo, la totalidad de edificios visitados colapsados o no, presentan alto nivel de afectación por carbonatación en niveles sótanos y plantas bajas; con la consecuente corrosión de acero y pérdida del recubrimiento al menos en estos niveles.

Los estudios realizados sobre estructuras lejanas a la zona costera demostraron también afectación por carbonatación con delaminación y corrosión del acero. En términos generales esta situación que se encuentra más relacionada con el deterioro de vida útil, humedad y falta de mantenimiento, ha sido detectada en el 100% de los edificios visitados en La Guaira (e incluso Caracas) independiente de su condición post sismo.

Entonces resultará obvio muchos edificios afectados independiente del estatus en colapso, muestran secciones completas en vigas y/o columnas con corrosión incluso extrema; como puede ser observado en las imágenes de la figura 13 donde un par de edificios ubicados en zonas distintas y con daños graves estructurales, presentan secciones completas de afectación por corrosión.

La imagen izquierda de la figura 14 resalta además por la separación constante de ligaduras a distancia media 25 cm, espesor de recubrimiento excesivo y mínima cantidad de acero longitudinal; por otra parte la imagen derecha destaca también el caso de separación constante en ligaduras a distancia media 12 cm. En ambos casos la afectación por corrosión es de muy vieja data.

Consecuentemente la corrosión derivada de la carbonatación forma parte de una problemática generalizada en la totalidad del país al igual que la derivada de ambientes marinos propios en el Estado La Guaira.



Figura 14. *Casos de corrosión a la vista en aceros de columnas.*

Es costumbre que este tipo de daño sea manejado en primera instancia con los recubrimientos, pero queda claro que exceso de recubrimiento no es la barrera adecuada; aspectos más asociados a la calidad de mezclas de concreto y su permeabilidad también deben ser considerados a nivel de proyecto y desde luego en las etapas, posteriores ya habitados los edificios se hace indispensable el mantenimiento adecuado a tiempo. La carbonatación en algún momento de la vida útil de la edificación terminará afectando la condición despasivada del acero si no han sido tomadas las medidas correctas.

9. Dos casos típicos de edificios afectados gravemente sin colapso.

Con el objeto de ampliar información se incluyen dos (02) casos interesantes con respuestas no esperadas ante el sismo; en el primero un (01) edificio con planta baja libre sin colapsó por columnas y vigas rígidas correctamente distribuidas. El segundo, se trata de otro edificio ubicado en un sector donde no hubo colapsos, pero con daños graves en columnas.

9.1 Edificio 10 niveles con planta baja débil (década 70)

Edificio de configuración en planta rectangular y con planta baja débil; situación que como ha sido descrito constituye un detonante definitivo para una cantidad alta de edificios colapsados; si bien es cierto que la estructura presentaba condición (planta baja débil) y un alto porcentaje resultaron gravemente afectadas, algunas como este caso, no llegaron a colapsar a pesar de contar con 10 niveles sobre la planta baja.

Destaca en su diseño columnas con la rigidez necesaria al ser robustas y efectivamente las de fachada en los extremos presentaron daños graves. Las fotografías en la figura 15 que sigue muestra la condición post sismos.



Figura 15. *Caso edificio con afectación grave no colapsado de planta baja libre con columnas de sección adecuada.*

9.2 Edificio 16 niveles (incluyendo planta baja) más 3 sótanos. Año 2016

Configuración planta rectangular con apéndices. Columnas desde planta baja con secciones mínimas; en especial las perimetrales donde las vigas cuentan con más rigidez que columnas. En sótano las secciones son sustancialmente mayores.

Detalles resaltantes: separación entre ligaduras cerca de nodos mayor a 20 cm, ganchos 90º, empalmes de acero longitudinal fuera de la sección normativa. Todos los aceros solapados en mismo nivel. Figura 16



Figura 16. *Caso edificio con debilidades en ejecución. Grave con colapsos a niveles intermedios.*

El par de figuras destaca situaciones de realidades y localizaciones distintas con daños muy graves ambos. En este sentido, lo conservador de secciones columnas y vigas observables en una planta baja definida como débil del primero (figura 15) localizado en sector con alto número de edificios colapsados y por la otra la edificación (figura 16) con errores citados a lo largo de esta lectura, incluyendo secciones de columnas de niveles superiores a planta baja deficientes y ubicado en zona con afectaciones fuertes en edificios pero no colapsados; representan casos que terminaron cumpliendo un detalle esencial de toda normativa sismorresistente: Las estructuras no deben colapsar

10. Conclusiones

Los aspectos expuestos resaltan faltas en supervisión y consecuentemente el bajo nivel del control de calidad durante la etapa de construcción; responsabilidades que en especial recaen sobre ingenieros residentes e inspectores. También señalan que se existen casos de daños derivados de debilidades en el diseño estructural; pero debe quedar claro que los colapsos sucedidos el 24 de junio 2026 respondieron a terremoto(s) atípico y consecuentemente la destrucción lograda respondió a una acción de la naturaleza para la que no se estaba preparado.

Adicional a las faltas en las actividades de los ingenieros residentes e inspectores, también debe ser considerado que en el Estado La Guaira como a lo largo de la geografía nacional y en especial Caracas, se cuenta con edificios residenciales y de oficinas construidos desde la década de los 50 del siglo pasado y consecuentemente, en algunos casos, débiles también frente a eventos sísmicos en magnitud e intensidad no considerados en las normas de su momento.

Al respecto las investigaciones relativas a los motivos de los colapsos, llevadas a cabo por entes oficiales como por universidades e incluso organizaciones foráneas (incluidas universidades) llevarán un tiempo y determinarán cambios que mejorarán las respuestas de las próximas edificaciones desde muchos puntos de vista, más allá de las fronteras

Al enfocarse en los temas tratados en este escrito, se hace necesario reflexionar sobre distintos y variados aspectos, desde conceptos teóricos y normativos hasta realidades en lo relativo

a la experiencia y conocimiento de quienes cumplen las funciones supervisoras.

Normativamente las fallas en colapsos estudiados llevan a pensar en puntos como pudiera ser la realidad del factor de reducción de Respuesta R (normas sismorresistentes); en lo particular si se justifica un valor máximo para estructuras ubicadas en zonas con alta sismicidad o visto desde otra óptica si valdrá la pena permitir nivel tan alto de incursión en el área inelástica para estas localizaciones; claro está que la microzonificación actualizada puede justificar estos parámetros.

Por otra parte, contemplar mayores rigideces de columnas en planta de primeros niveles e inferiores; controlar la disminución de secciones en columnas con la altura. En otras palabras, secciones mayores en columnas pudieran ser una alternativa que mejoraría las respuestas de los edificios. Adicional también la prohibición de vigas planas en zonas de alta sismicidad. Los aspectos relativos a rigideces, entre otros, quedan bajo prescripciones normativas y decisiones del proyectista soportados en un concepto de economía en costos que quizá debería ser evaluado.

El detalle de los empalmes por solape de barras de una misma columna debe contemplar que en el mismo entrepiso no deben ser empalmadas todas las barras longitudinales, en otras palabras, la costumbre del constructor de cortar las piezas para que vayan de entrepiso a entrepiso debe ser prohibida y ser exigido que los planos contengan los detalles de empalmes de acero de cada columna a lo largo de toda la altura del edificio.

Por otra parte, el constructor debería cuidar que sus edificios cuenten con los mejores proyectos y las mejores ejecuciones. Desde luego existen y han existido en el país empresas de este nivel.

Las universidades también deben reflexionar porque hay una duda que queda con tantas estructuras jóvenes afectadas ¿Será posible que se imponga más importancia a los aspectos teóricos de manera que al entrar a la realidad profesional, el nuevo ingeniero solo cuente con conceptos; dándole solo importancia a lo que se le indique que haga obviando lo que debe hacer?

Otro punto a reflexionar es que hasta 1967 los Diseños Estructurales eran revisados en las ingenierías municipales por profesionales expertos y de reconocida trayectoria. Durante la construcción también ingenieros muy bien formados se dedicaban a verificar el cumplimiento de las indicaciones de los planos en las construcciones. Dado que retomar estas formas de control no será sencillo en la actualidad, sería prudente considerar la posibilidad, normal en otros países, que profesionales no empleados directos o empresas de alto nivel, sean contratados por los entes regionales para llevar a cabo seguimiento a las construcciones.

Resumiendo, las lecciones consecuencia de este evento(s) tan destructor, obligan a cambios sustanciales en varios y diferentes aspectos que deberán ser dirigidos por el Estado en sus distintos niveles, las Academias, los Centros Profesionales y Gremios principalmente.

En lo que se refiere a la calidad de ejecución, los errores presentes en las estructuras resultan de falta de inspección y /o residencia; posiblemente explicado en las funciones claves asignadas a ingenieros con inexperiencia. Pero debe también resaltarse que el país cuenta con profesionales del nivel y conocimiento de experiencia.

Consecuentemente este terremoto desafortunado por lo avasallante de la acción y sus consecuencias en varios estados, pero especialmente en el estado La Guaira, será sin lugar a dudas una oportunidad de enseñanza a nivel mundial.

Agradecimientos

El autor agradece al equipo de trabajo asociado a la evaluación de daños estructurales; Roxana Guerra (Ing. PDVSA) y a Carlos Suárez (Tesista de Ingeniería Civil). A la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat por la invitación a compartir lo estudiado. Al Ministerio del Poder P.P. Hábitat y Vivienda (MINHVI) y a la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB); por promover el primero y apoyar ambos todas las actividades necesarias en las investigaciones que se desarrollan.

Referencias

Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Natturales (1997). *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Coordinación: José Grases G.*

Dowrick, D. J. (1984). *Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos.* Editorial Limusa.

Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat (2017). *El terremoot de Caracas de 1967: 50 años después.* Coordinación: *Genatios C. La Fuente, M. Cilento, A.* Ediciones CITECI.

Green, N.(1978). *Earthquake Resistant. Building Design and Construction.* Litton Educational Publishing, Inc.

Newmark, N. (1979). *Introducción a la Ingeniería Sismorresitente.* UCV. Escuela Ing. Civil. Compilación Joaquín Marín.

Comisión Venezolana de Normas Industriales. (1982). *Edificaciones antisísmicas* (Norma COVENIN 1756-82). Ministerio de Fomento.

Comisión Venezolana de Normas Industriales. (1985). *Estructuras de concreto armado para edificaciones: Análisis y diseño* (Norma COVENIN 1753-85). Ministerio de Fomento.

Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2019). *Edificaciones sismorresistentes* (Norma COVENIN 1756:2019). Fondonorma.

Congreso Internacional y Jornadas Venezolanas Sobre Inspección de Obras. (2016). *Memorias del I Congreso Internacional y Jornadas Venezolanas Sobre Inspección de Obras.* Universidad Central de Venezuela.