

30 años después, ¿Qué aprendimos con el terremoto de Limón 1991 en el diseño de edificios y viviendas?

30 years later, what did we have learned from the 1991 Limón earthquake in the design of buildings and residences?

Diego A. Hidalgo-Leiva

Universidad de Costa Rica (UCR), Laboratorio de Ingeniería Sísmica, San José, Costa Rica.
diego.hidalgo@ucr.ac.cr

(Recibido: 11/01/2021; aceptado: 29/03/2021)

ABSTRACT: On April 22, 1991, an earthquake of magnitude 7.7Mw generated a great amount of damage in the structures located in the Caribbean zone of Costa Rica. The follow-up of the earthquake-resistant design code available at that time (Costa Rican Seismic Code 1986), as well as the recommendations given in the current regulations (Costa Rican Seismic Code 2010/14), are used to assess the observed damage in some structures, to identify if they were caused by a breach of the regulations of that date or due to lack of development in the regulations. In this document, three structural typologies are evaluated through representative cases: reinforced concrete buildings, concrete masonry structures, and elevated structures to be flood resistant. For this evaluation, a photographic record available in the Earthquake Engineering Laboratory was analyzed. All photographs were taken by members of the Laboratory during inspection campaigns carried out days after the main event.

Keywords: Earthquake; Damages; Seismic Code; Vulnerability; Earthquake Engineering.

RESUMEN: El 22 de abril de 1991, un terremoto de magnitud 7.7Mw generó una gran cantidad de daños en estructuras ubicadas en la zona caribe de Costa Rica. El seguimiento de las normas de diseño sismorresistente disponibles a esa fecha (CSCR 1986), así como las recomendaciones dadas en la normativa actual (CSCR 2010/2014), son empleadas para valorar los daños observados en algunas estructuras, con el objetivo de identificar si los mismos fueron originados por un incumplimiento de la normativa vigente a la fecha o por falta de desarrollo en la misma. En el presente documento se evalúan tres tipologías estructurales mediante casos representativos: edificios de concreto reforzado, estructuras de mampostería de concreto y estructuras sobre bases elevadas. Para dicha evaluación se utiliza el registro fotográfico disponible en el Laboratorio de Ingeniería Sísmica. Todas las fotografías fueron tomadas por miembros del Laboratorio durante campañas de inspección realizadas días posteriores al evento principal.

Palabras clave: terremoto; daños; Código Sísmico; vulnerabilidad; ingeniería sísmica.



INTRODUCCIÓN

El terremoto de Limón de 1991 ha sido uno de los eventos sísmicos más importantes en Costa Rica, no solo por la magnitud de 7,7Mw (Montero, Pardo, Ponce, Rojas y Fernández, 1994), que es de las mayores registradas en el país, sino también por el alto impacto socioeconómico, al provocar daños en viviendas, industria, carreteras, puentes y puertos (Cole y Phipps 1991; Morales 1994; Sauter 1994).

Han pasado 30 años desde aquella fecha y desde entonces se han publicado tres actualizaciones del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR). Los principales cambios se dieron en el 2002 cuando se publicó el CSCR-2002 (CFIA, 2002). Este código incluye modificaciones mayores tanto en la definición de la amenaza como en el análisis y diseño de estructuras en los principales materiales que se emplean en la industria de la construcción. Muchos de los cambios buscan regular aquellos aspectos que se observaron en colapsos de estructuras después del evento principal en Limón, los cuales reflejaban problemas en las prácticas constructivas del país. Existen diferentes maneras de definir el colapso de las estructuras. En este artículo nos referimos tanto al colapso estructural que implica un costo de reparación mayor al costo de reposición, así como el colapso funcional, donde la estructura sale de operación debido al daño tanto estructural como de elementos no estructurales, los cuales impiden su buen funcionamiento. En términos generales, se puede asegurar que la introducción del uso obligatorio de la normativa de diseño sísmico en Costa Rica ha logrado disminuir el riesgo ante este tipo de amenazas, especialmente al comparar el desempeño global después de sismos de alta intensidad (Gutiérrez 2012).

El Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) de la Universidad de Costa Rica cuenta con un registro fotográfico de los daños encontrados en la zona caribe días después del sismo. En el presente documento se realiza una selección de algunas fotografías para mostrar los daños encontrados en las estructuras y como influyeron en la evolución de la normativa para el diseño de estructuras sismorresistentes en Costa Rica, con el objetivo de reflejar el impacto de las lecciones brindadas por el sismo en las prácticas de la ingeniería civil del país.

DESCRIPCIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS CIVILES

De acuerdo con Morales (1994), en las estadísticas del MIDEPLAN, como consecuencia del terremoto se estimaban más de 44 000 viviendas dañadas, de las cuales más de 12 000 sufrieron daño total o parcial. Finalmente 4452 viviendas fueron declaradas con daño total o colapso, lo que representó cerca del 25% de los daños en términos económicos, que ascendieron a poco menos de USD\$ 45 millones de la época.

Gran cantidad de colapsos en viviendas se presentaron en estructuras localizadas en zonas de inundación, las cuales se construyen sobre columnas de madera o concreto para elevar el nivel de las viviendas y reducir así el riesgo de inundación, sin tomar en consideración el incremento en el riesgo sísmico.

Estructuras de mampostería de concreto, sin refuerzo, tuvieron un comportamiento frágil, el cual provocó principalmente colapsos de muros debido a cargas o deformaciones fuera del plano, sin llegar a comportarse como muros de corte. También se observaron daños en muros de mampostería utilizados como elementos no estructurales que se ligaron a la estructura principal, induciendo fuerzas para los cuales no fueron diseñados y al mismo tiempo modificando la respuesta esperada de la estructura principal.

Algunas estructuras de concreto reforzado sufrieron colapsos parciales o totales como los conocidos hoteles Las Olas e Intercontinental (Cole y Phipps, 1991). Los daños se dieron principalmente por problemas de irregularidad en planta y en altura, pero además por problemas de confinamiento en el concreto y un pobre detallado en las conexiones entre elementos estructurales.

Estructuras destinadas para uso industrial, así como carreteras, puentes y puertos sufrieron daños importantes. Dichas estructuras quedan fuera del alcance del presente estudio para poder brindar un análisis más detallado sobre el comportamiento de estructuras de uso residencial.

En la siguiente sección se realiza un análisis detallado de los daños observados en algunas estructuras, los cuales se consideran representativos del evento sísmico. Para cada uno de los casos se busca dar una solución a la luz de la normativa vigente en Costa Rica (Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014, CFIA 2016), siendo siempre recomendaciones basadas en la experiencia profesional del autor, por lo que pueden variar según el criterio de otros profesionales.

ANÁLISIS DE DAÑOS OBSERVADOS

En el presente documento se abarcarán 3 categorías de daños observados después del evento principal: Estructuras de Concreto Reforzado, Estructuras de Mampostería y Estructuras sobre bases elevadas. Todas las imágenes que se muestran forman parte de la base de datos del LIS y fueron tomadas por miembros del Laboratorio durante giras de reconocimiento días después del evento principal.

Estructuras de concreto reforzado

El concreto reforzado es uno de los principales materiales empleados en la construcción de edificios en el país (Calderon y Silva 2018; Esquivel-Salas 2020). En Costa Rica, el diseño de este tipo de estructuras se rige principalmente por las recomendaciones del Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés), que se actualizan aproximadamente cada 3 años. Adicionalmente, el CSCR define algunas provisiones relacionadas con el desempeño sísmico, las cuales rigen sobre lo indicado en la normativa norteamericana.

Al no contar con las fechas en que se diseñaron y se construyeron los diferentes edificios que serán evaluados, se realizará la misma según las recomendaciones dadas tanto en el CSCR-74 (CFIA, 1974) como en el CSCR-86 (CFIA, 1986).

El Hotel las Olas es probablemente uno de los edificios más recordados por el tipo de daño que sufrió, el cual llegó a niveles cercanos al colapso. Dicho hotel estaba ubicado en la zona norte de la ciudad de Limón, cercano a Playa Bonita. Actualmente, parte de la estructura permanece en ruinas y no ha sido demolida. La principal particularidad del edificio era que contaba con columnas cimentadas directamente sobre la superficie marina, la cual quedó expuesta después del sismo por el levantamiento ocurrido en la superficie marina.

En la figura 1 se muestran dos columnas principales las cuales evidencian diferentes problemas. En el caso de la figura 1A se observa que la separación del refuerzo transversal (aros) supera las recomendaciones para zonas de unión de vigas columnas, donde desde el año 1974 era necesario colocar el refuerzo por confinamiento con una separación máxima de 10cm entre aros que se extienda ya sea: 45cm de longitud dentro del elemento, una sexta parte de la longitud del elemento, o la máxima dimensión del elemento (CFIA, 1974); siendo elegida la mayor de estas tres posibilidades. Como se puede observar bajo cualquiera de las condiciones anteriores, es claro que el elemento no poseía refuerzo suficiente.

El segundo problema de detallado del elemento es referente al inadecuado recubrimiento. El concreto utilizado como recubrimiento tiene como intención el proteger al refuerzo del medio ambiente, evitando así que se produzca la oxidación del acero. En la figura 1A se observan dos elementos claves: el primero es que el acero está oxidado, lo cual generó un incremento del volumen del material (previo al sismo) y el segundo es que al desprenderse el repello el acero quedó expuesto, lo cual indica que la sección no tenía un recubrimiento real y lo único que tenía era una sección de mortero para repellar y nivelar la superficie, el cual no es recomendado para aislar el acero y no sustituye al recubrimiento de concreto estructural.

Finalmente, el muro lateral que se observa en la figura 1A y figura 1B, poseía una separación inadecuada por lo que es probable que haya existido interacción entre el elemento estructural y el no estructural. Tanto el CSCR-74 (CFIA, 1974) como el CSCR-86 (CFIA, 1986) indican la necesidad de garantizar que los elementos no estructurales no participen en la respuesta de la estructura para que exista una adecuada distribución de las cargas sísmicas. Al confinar la columna con los muros laterales se propicia el fenómeno de columna corta, donde se da un incremento de las fuerzas de corte en la zona libre de la columna y un traslado de la posible zona de formación de rótula plástica, este efecto se observa con especial detalle en la figura 1B.

En la figura 2 se muestra un detalle de una esquina de un buque de ventana junto a una de las columnas del edificio del Hotel las Olas. En esta imagen se observan dos detalles importantes referentes al refuerzo. El primero es que la longitud de traslape de las barras longitudinales es inferior a los mínimos recomendados para 1974 (CFIA, 1974), donde la longitud mínima para una barra de 6.4mm de diámetro es de 30cm y para barras con el diámetro de la mostrada en la imagen (probablemente entre 16mm y 19mm) debía ser entre 60cm y 70cm. La longitud de traslape es necesaria para que las varillas puedan transferir las fuerzas de tracción entre sí, garantizando que la capacidad última de los elementos se pueda lograr. Otro detalle importante es la ubicación del traslape, el cual se da muy cerca de la zona de unión con la columna lo cual era prohibido (CFIA, 1974).

El segundo aspecto es referente a los aros de refuerzo transversal, los cuales, tal y como se indicó con la figura 1A, poseen una separación excesiva. En este caso se logra apreciar que son barras de acero de 6.4mm de diámetro, las cuales además de



Fig. 1: Daño en columna del Hotel las Olas: (a) se observan daños por pérdida de recubrimiento. El acero expuesto posee un nivel de oxidación importante, (b) se presenta la falla de la columna por cortante debido al fenómeno de columna corta.

poseer un área reducida no tenían el corrugado que se requiere actualmente para el refuerzo de este tipo. Se ha demostrado que este tipo de refuerzo no logra adherirse de manera adecuada al concreto, por lo que el confinamiento y la capacidad en cortante se ven comprometidas. En la actualidad se pide como mínimo refuerzo de 9.54mm de diámetro y debe ser corrugado para garantizar la correcta adherencia con el concreto (ACI, 2019).

Además del Hotel las Olas, el Hotel Internacional ubicado en el centro de la ciudad de Limón sufrió daños hasta el nivel de colapso. De acuerdo con Sauter (1994), el edificio contaba con problemas de estructuración como piso blando en la primera planta y problemas de torsión asociado a irregularidad en planta por ser una estructura esquinera, lo cual, combinado con los defectos constructivos, propiciaron el colapso del edificio de tres niveles.

De las múltiples muestras de daño que se poseen del edificio, en la figura 3 se muestra un detalle de la unión entre una viga y una columna, pues evidencia la gran cantidad de errores o problemas constructivos observados en el edificio.

Se desea destacar tres elementos principales de la imagen. El primero y más evidente es la colocación de tuberías electro-mecánicas dentro del elemento estructural. Esta práctica no está prohibida, sin embargo, se debe considerar durante el diseño la localización de las tuberías para remover la sección de concreto y no considerarla en la resistencia final. En la imagen se observa que se tenían tanto tuberías longitudinales (paralelas al eje de la columna) como transversales (perpendicular al eje de la columna). Estas últimas tuberías son probablemente las más problemáticas pues se ubican en el nudo de unión de los elementos estructurales, que es una zona de alta demanda por la transferencia de fuerzas. Es recomendable no colocar tuberías dentro de los elementos estructurales y si se deben colocar, es preferible excluirlos de las posibles zonas de formación de rótulas plásticas y de los nudos.

El segundo elemento que destaca es la longitud de los ganchos a 90° de las barras longitudinales de las vigas, el cual de acuerdo con el CSC-74 debe ser, como mínimo entre 30 y 80cm dependiendo el diámetro de la varilla. En el caso mostrado se puede inferir que la barra de acero es de un diámetro similar o superior a 6/8 de pulgada, por lo que se requiere de al menos

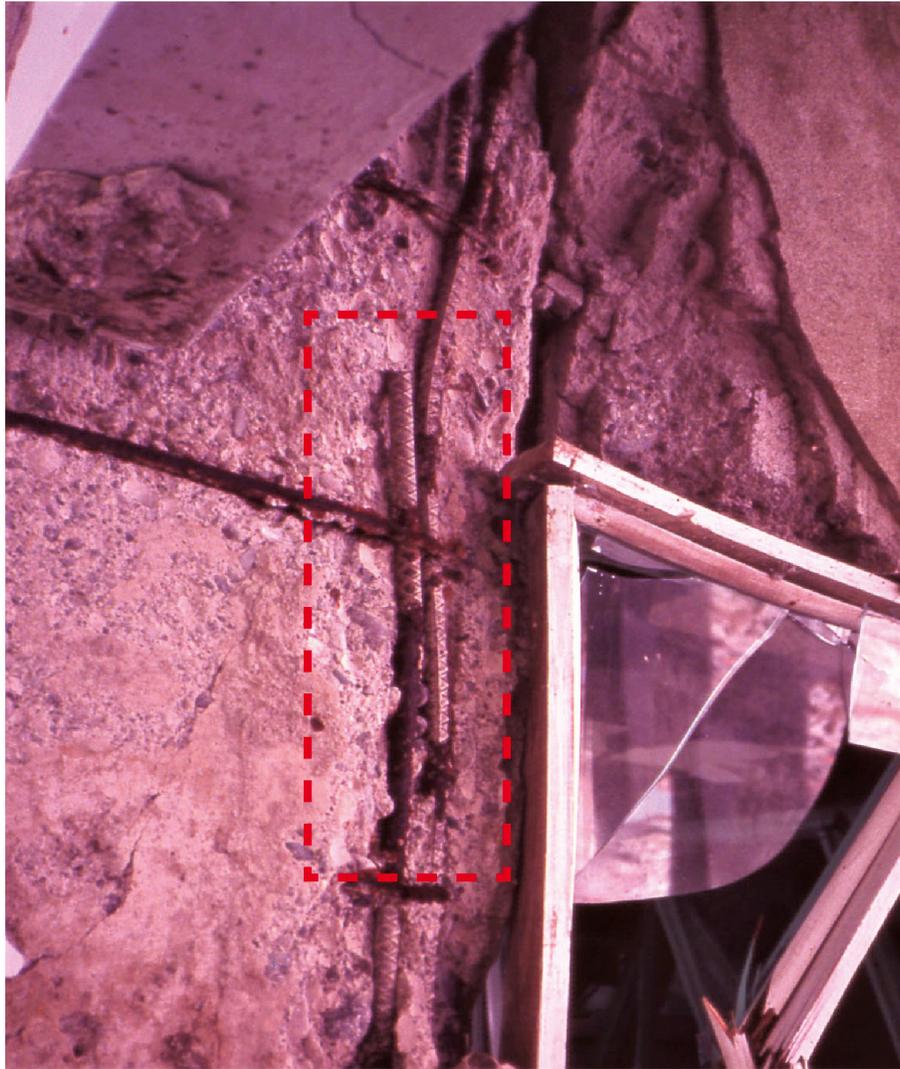


Fig. 2: Daño en columna del Hotel las Olas. Se aprecia una longitud de traslape inadecuada además de aros con barras lisas.

50cm de longitud, los cuales claramente no fueron provistos. Además, se observa que las barras longitudinales de la columna (varillas verticales) no poseen ningún gancho, lo cual debilita significativamente la posibilidad de los elementos de transferir las fuerzas.

El tercer elemento señalado es la falta de aros de confinamiento. En la imagen solo se observa un aro, el cual aparenta ser de varilla lisa de 2/8 de pulgada. El nudo de unión entre elementos estructurales es de las zonas de mayor solicitud sísmica debido a que es el punto en que se da la transferencia de fuerzas para garantizar el equilibrio. El no contar con refuerzo de confinamiento, junto con los otros defectos, garantiza un comportamiento pobre ante acciones dinámicas.

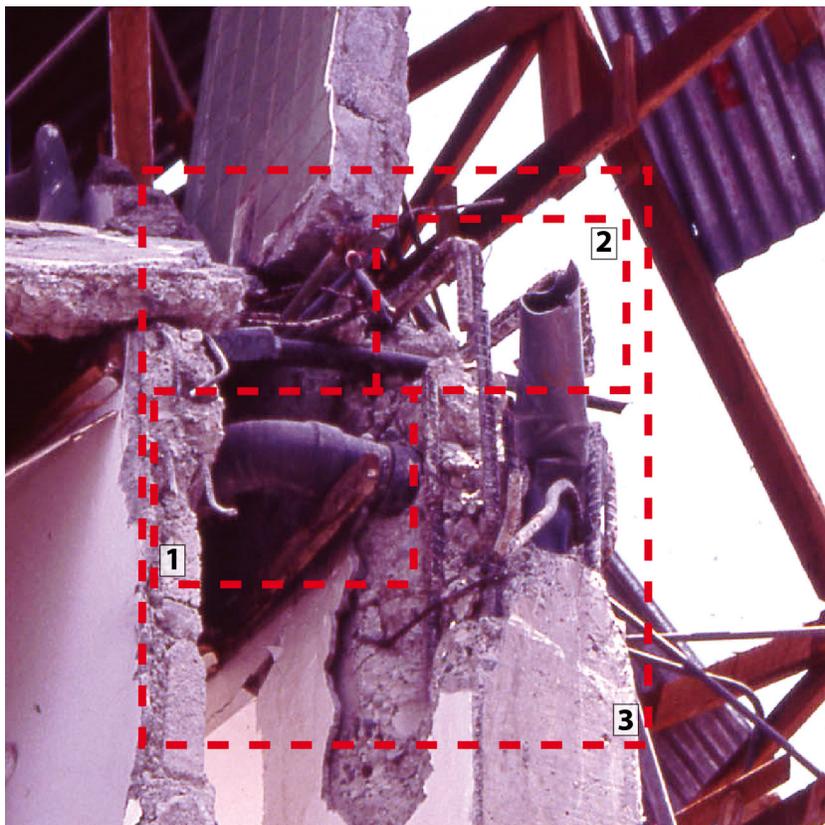


Fig. 3: Daños en unión viga-columna del Hotel Internacional, después del sismo de Limón 1991:1) Tubería dentro del núcleo de concreto, 2) longitud de anclaje insuficiente y 3) falta de confinamiento en nudo.

Estructuras de mampostería de concreto

La mampostería compuesta por bloques de concreto es uno de los materiales más empleados en todo el país (Calderon y Silva 2018). Durante las últimas décadas ha existido variaciones importantes en el diseño y análisis de este tipo de elementos y así se evidencia en la evolución de los lineamientos de la normativa nacional. En la versión de 1974 del CSCR (CFIA, 1974), para mampostería estructural se recomendaba colocar refuerzo horizontal con una separación máxima de 120cm (CFIA, 1974), mientras que en la versión de 1986 se pasó a 60cm (CFIA, 1986), misma que en la versión actual del código. Para el caso de viviendas, no es hasta la versión de 1986 que se propone una separación máxima del refuerzo, siendo de 80cm para varillas verticales y 50cm para varillas horizontales. En la versión actual de la normativa en el caso de viviendas se recomienda una separación de las varillas verticales y horizontales no mayor a 80cm, dependiendo también de una cuantía de acero mínima (CFIA, 2016).

En la figura 4 se muestra un paño de mampostería de la Escuela Finca 2 en el Valle de la Estrella. Se han señalado dos deficiencias constructivas que pudieron propiciar el colapso del muro. Lo primero es la ausencia de refuerzo horizontal, el cual no se logra observar en toda la altura del muro. El refuerzo horizontal se considera apropiado para resistir fuerzas de corte, ocasionadas por el desplazamiento lateral en el plano del muro. El patrón de las grietas (extremos del muro) indica que el muro se sometió a esfuerzos de corte en su plano y fuera del plano. El refuerzo horizontal se vuelve clave para controlar este tipo de daño.

El segundo elemento por resaltar es la falta de anclaje del refuerzo vertical. En la figura 4 es posible apreciar secciones de varilla que sobrepasan la corona del muro, lo cual es una práctica constructiva habitual pero que incumple las recomenda-

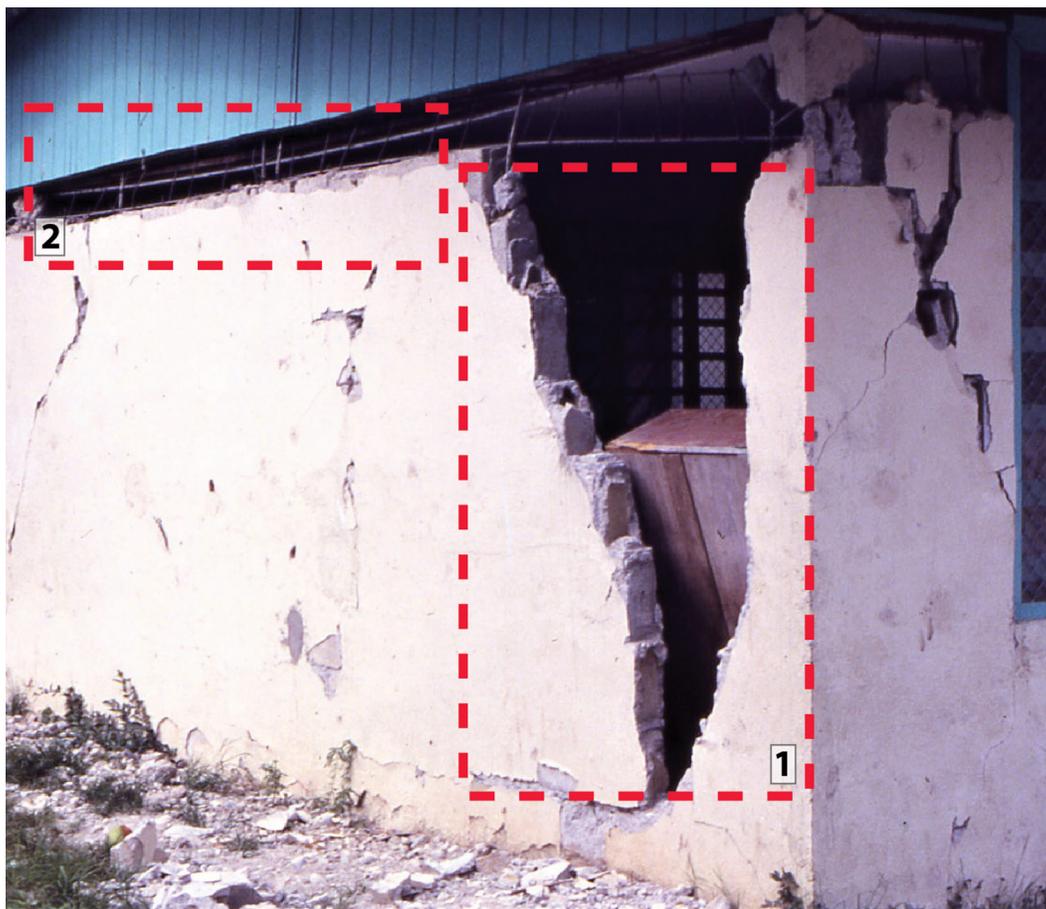


Fig. 4: Daño en paño de mampostería: 1) falta de refuerzo horizontal y 2) falta de anclaje por continuidad de varillas verticales fuera del muro.

ciones del código, la cual solicita que las barras de acero, tanto verticales como horizontales, sean ancladas a elementos de concreto reforzado o de mampostería con una mayor cantidad de refuerzo en el perímetro del muro, por medio de ganchos estándar o de ser posible una longitud de anclaje adecuada.

Dada la evolución en el diseño y construcción de la mampostería de concreto, no es posible saber si los errores constructivos observados son por omisión de la normativa o por la fecha en que se construyeron las estructuras. El reto para el país es erradicar las malas prácticas las cuales, especialmente en construcciones informales, prevalecen a pesar de la evolución de la normativa de diseño.

En el Hospital Tony Facio de Limón, se presentaron pocos daños a nivel estructural pero una gran cantidad de daños en elementos no estructurales (Sauter, 1994), lo cual obligo a las autoridades a implementar un hospital de campaña para seguir con el servicio. Gran cantidad de los daños no estructurales fueron debido a la interacción entre los elementos de concreto reforzado y los paños de mampostería colocados como divisiones internas. En la figura 5 se presenta una muestra de este tipo de daño.

Los elementos no estructurales deben de estar desligados de la estructura, pues durante un evento sísmico, la estructura se deformará y si la separación no es suficiente, el elemento no estructural se deformará también, lo cual puede propiciar daño en el elemento estructural (en caso de que el elemento no estructural tenga mucha rigidez o resistencia) o daño en el elemento no estructural, que suele ser lo más común. Este tipo de detalle fue observado en otros centros hospitalarios como en el Escalante Pradilla de Pérez Zeledón y en el Hospital México los cuales fueron corregidos en procesos de reforzamiento estructural (Hidalgo-Leiva, 2012).



Fig. 5: Daño en paño de mampostería no estructural debido a la interacción con el marco de concreto reforzado.

Estructuras elevadas

En Costa Rica, existen regiones en las cuales la amenaza de inundación es muy frecuente. Por lo general estas zonas se ubican en terrenos planos cercanos a ríos y en general cercanos a las costas del país.

Para disminuir el riesgo asociado a las inundaciones, es frecuente ver viviendas que se construyen elevadas del nivel del terreno, para así evitar que las crecidas alcancen las zonas habitables de las viviendas.

El lidiar con múltiples amenazas naturales es un tema complejo, pues se deben tomar las previsiones para que las medidas empleadas para mitigar un tipo riesgo, no sean las causantes del aumento del riesgo para otras amenazas. En el caso particular las viviendas elevadas, el mayor problema se da por la baja rigidez que poseen muchas estructuras en el nivel elevado, en comparación con el nivel superior, lo cual causa grandes deformaciones laterales para sismos de alta intensidad.

Durante el sismo de Limón de 1991, se observaron daños estructurales por esta condición en muchas viviendas de madera, las cuales en general, por la baja masa asociada a sus elementos estructurales y su alta flexibilidad, se espera que tengan un buen comportamiento ante sismos. Sin embargo, problemas en las conexiones y la alta flexibilidad de la subestructura que

da soporte a la vivienda, provocaron múltiples colapsos de los cuales se mostrarán a continuación una muestra de los daños observados.

En la figura 6 se observan dos conexiones entre las columnas y el elemento empleado como cimentación, ambas con elementos conocidos como conexiones articuladas que permiten la rotación, pero busca limitar los desplazamientos en el plano horizontal.

En la última versión del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) (CFIA, 2016), así como en la versión del 2010 (CFIA, 2011), se permite el uso de éste tipo de conexiones, tal y como se muestra en la figura 1.a.11 y 1.a.12 del capítulo 11 de la normativa (CFIA, 2016; Fig. 7). Los problemas observados en las conexiones con la cimentación se deben a dos posibles motivos: un desplazamiento excesivo en la superestructura o una resistencia inadecuada del material empleado en la columna, lo cual genera la falla de la madera y no del elemento empleado en la conexión, con lo cual la falla suele ser menos dúctil. Las conexiones mostradas, a pesar de ser sencillas, no son las principales responsables del colapso de las estructuras en madera con niveles elevados.

En la figura 8 se muestra una vivienda elevada con deformaciones permanentes debido principalmente al desplazamiento en la primera planta, la cual se compone exclusivamente de columnas de madera. En la parte superior de la estructura además de las columnas se aprecia el cerramiento, que debido a la flexibilidad del sistema logra aportar rigidez lateral de manera que se genera el fenómeno de piso blando debido a la gran diferencia de rigidez entre el piso superior (superestructura) y el inferior (subestructura). Este tipo de daño ha sido observado en numerosos eventos sísmicos en todo el planeta, pero quizá el sismo de Loma Prieta de 1989 (6,9Mw) es el evento más cercano temporalmente al sismo de Limón en el que se observó este tipo de comportamiento tanto en viviendas como edificios de más pisos (Mahin, 1991). La mayor frustración con este tipo de daño es que el reforzamiento requerido suele ser sencillo y de bajo costo y sus efectos pueden ser significativos en la reducción de daños.

En la normativa del año 1986 en su sección 2.3.5.c) (CFIA, 1986) ya se restringía la variación máxima de la rigidez entre pisos adyacentes, indicando que la rigidez lateral del piso superior no puede ser mayor a la del piso inferior. A pesar de que esta regulación sea aplicable a sistemas con diafragmas rígidos, se considera una buena práctica no variar excesivamente las rigideces laterales entre los diferentes niveles del edificio.

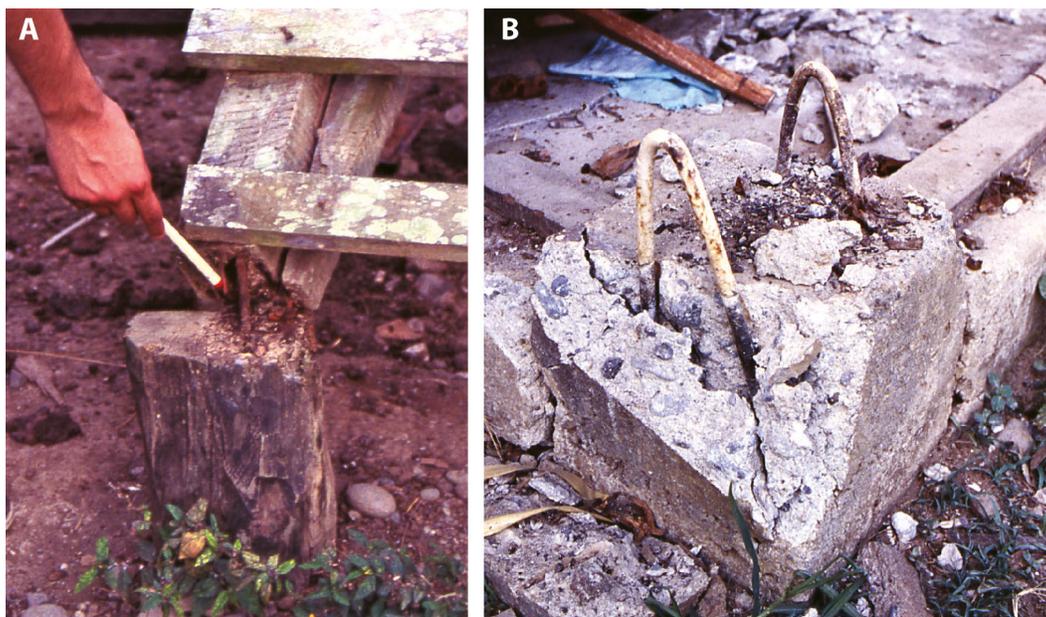


Fig. 6: Conexiones columna-cimentación de estructuras de madera con nivel elevado: a) Pin de varilla incrustado en columna y elemento empleado como cimentación, b) Posible conexión con perno horizontal sobre base de concreto reforzado.

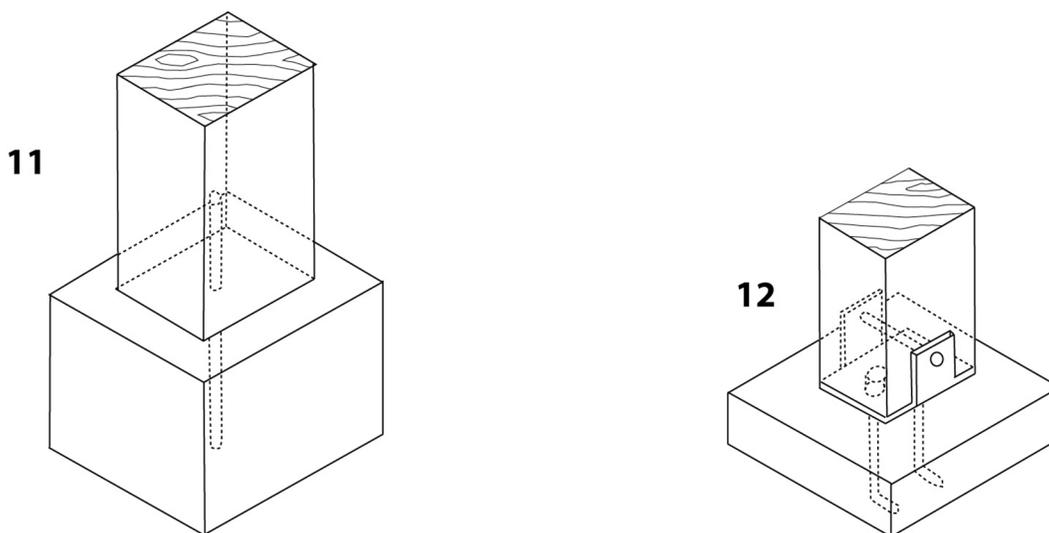


Fig. 7: Detalle de conexiones tipo articulación recomendadas en el Capítulo 11 (figura 1.a) del CFIA (2016).

Muchas estructuras no soportaron las deformaciones inducidas por el sismo y la superestructura terminó sobre el nivel del terreno. En ambos casos las estructuras debieron ser demolidas ya sea por el exceso de deformación o por el colapso de la subestructura. En la figura 9 se muestra un caso representativo de una casa elevada en la que el colapso de los elementos estructurales que daban soporte al nivel superior es completo. En este caso es importante notar que la estructura posee unas gradas de concreto reforzado, las cuales no presentan ningún daño aparente. Este elemento posiblemente contaba con una rigidez lateral mucho mayor a los elementos empleados para elevar la vivienda y por ese motivo la estructura no se deformó en



Fig. 8: Casa de habitación elevada con desplazamiento lateral permanente, ubicada en Venecia de Limón: 1) superestructura sin deformación lateral aparente, 2) subestructura a base de columnas con deformación lateral permanente.



Fig. 9: Casa de habitación elevada con colapso total de subestructura, ubicada cerca de Liverpool de Limón.

este punto, lo cual pudo generar una respuesta con gran torsión y altos desplazamientos laterales especialmente en el extremo opuesto de la vivienda. Para evitar el comportamiento a torsión, se debió desligar las escaleras de la estructura principal, sin embargo, en este caso, es muy probable que el colapso se hubiera dado de igual manera debido al problema de piso blando y la diferencia de rigidez lateral de la parte superior de la estructura respecto a los elementos inferiores.

Finalmente, en la figura 10 se muestra el caso de una vivienda elevada de material desconocido, en el que se emplearon columnas y vigas de concreto reforzado como subestructura. A pesar de que no se presentó el colapso de la vivienda, se logra observar daño en la conexión de las viga-columnas, lo que hace ver el alto nivel de deformación al que fue sometida la estructura. Además de este daño, en la subestructura de la vivienda se observó salida de arena y agua producto del fenómeno de licuefacción con agrietamiento superficial del suelo aledaño, sin implicar esto grandes deformaciones verticales en la vivienda. Si las paredes de la vivienda son en mampostería o poseen algún sistema estructural con mayor rigidez que las columnas de concreto reforzado, es posible que se presentara también el fenómeno de piso blanco, lo cual es congruente con la falta de daño en las paredes de la vivienda. Las escaleras de concreto reforzado pudieron, al igual que en el caso anterior, propiciar una leve torsión en la estructura, en este caso menos marcado por la presencia de elementos de mayor rigidez lateral como lo son las columnas de concreto reforzado.

En el caso de estructuras elevadas, para lograr un equilibrio entre la rigidez de la subestructura y la superestructura, se recomienda el uso de sistemas de arriostre (acero, madera o concreto reforzado) o la continuación de muros u otros elementos estructurales hasta el nivel de cimentación de la estructura, con lo cual se busca eliminar el problema de piso blando.

CONCLUSIONES

En el presente artículo se realiza una inspección visual de daños observados en el terremoto de Limón de 1991. Se realiza una verificación de los requisitos de diseño de todas las versiones disponibles del Código Sísmico de Costa Rica y se comentan sus implicaciones de acuerdo con los daños observados. En la mayoría de los casos mostrados, el daño pudo estar relacionado con errores constructivos, errores de estructuración o con falta seguimiento de las recomendaciones de detallado,

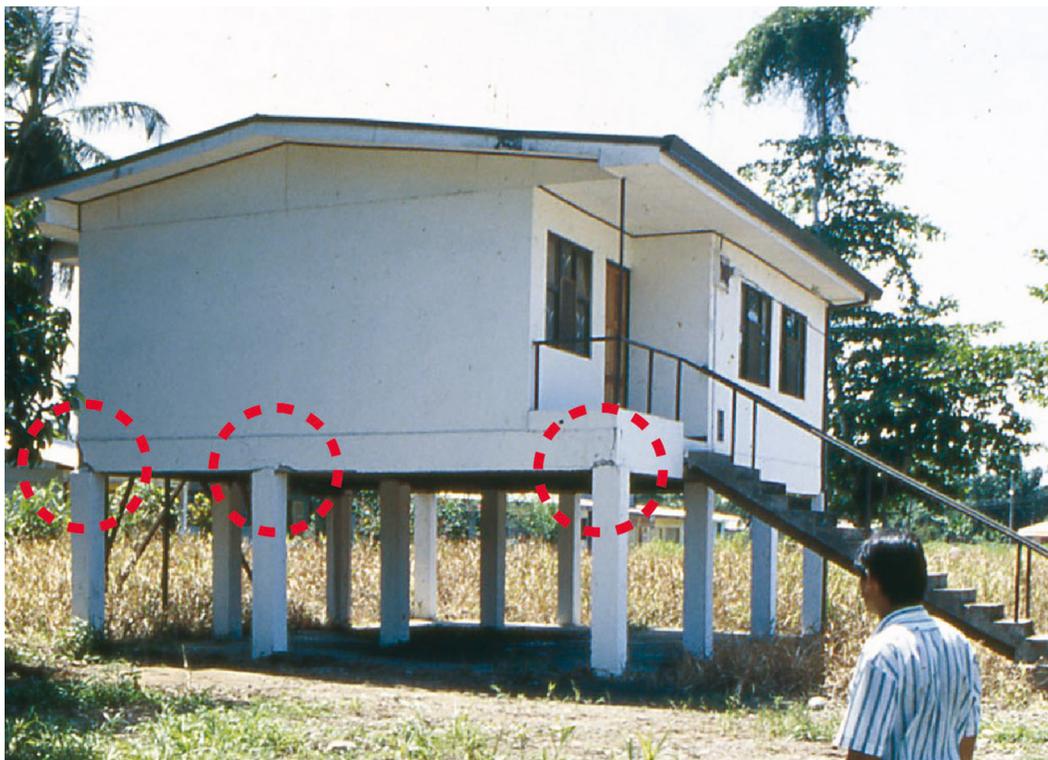


Fig. 10: Casa de habitación elevada con daño en conexiones viga-columna de concreto reforzado, ubicada en Sixaola de Limón. En primer plano el Dr. William Vargas quien participó del proceso de inspección. Los círculos muestran el daño en la conexión entre columnas de la subestructura y vigas de la superestructura.

refuerzo mínimo, regularidad, entre otros, especificados en la norma sísmica vigente a la fecha del terremoto (CFIA, 1986).

Los daños observados durante este evento refuerzan la necesidad de implementar medidas de control en el estricto uso de la normativa, así como de la constante capacitación de los profesionales encargados de obras, para garantizar la correcta interpretación y aplicación de las recomendaciones planteadas en el Código Sísmico de Costa Rica.

El sismo de 1991 de Limón es sin duda una muestra de la necesidad de aplicar la normativa, pero, además, de la necesidad de mejorar el conocimiento en sistemas estructurales y materiales de acuerdo con el uso local, como lo son el caso de las viviendas elevadas, la mampostería reforzada y el concreto reforzado.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido parcialmente financiada por los fondos del transitorio I de la Ley 8933. Todas las imágenes fueron tomadas del registro fotográfico del LIS, por lo que se reconoce el esfuerzo de los integrantes del Laboratorio, que participaron en las campañas de recolección de información después del sismo en el año 1991.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute (ACI). (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19) y comentarios (ACI 318R-19)*. Michigan: Farmington Hills.
- Calderon, A. y Silva, S. 2018. Probabilistic seismic vulnerability and loss assessment of the residential building stock in Costa Rica. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(3), 1257–84.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (1974). *Código Sísmico de Costa Rica 1974* (1^{ra} ed.). San José, Costa Rica: CFIA.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (1986). *Código Sísmico de Costa Rica 1986* (2^{da} ed.). San José, Costa Rica: CFIA.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 2002* (3^a ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010* (4^a ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010* (Revisión 2014) (5^{ta} ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Cole, E. y Phipps, M. (1991). Buildings. *Earthquake Spectra*, 7(S2), 41–48.
- Esquivel-Salas, L. C. (2020). Avance del modelo de exposición del cantón de San José para evaluaciones de riesgo sísmico. *Ingeniería*, 30(2), 103–19.
- Gutiérrez, J. A. (2012). Seismic risk prevention in costa rica: a successful 39 year experience. Presentado en *XV World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa, Portugal.
- Hidalgo-Leiva, D. A. (2012). *Aplicación de índices de vulnerabilidad en instalaciones hospitalarias*. San José: Universidad de Costa Rica. Manuscrito inédito.
- Mahin, S. A. (1991). The Loma Prieta Earthquake: Implications of Structural Damage. Presentado en *Second International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1–14.
- Montero, W., Pardo, M., Ponce, L., Rojas, W. y Fernández, M. (1994). Evento principal y réplicas importantes del terremoto de Limón. *Revista Geologica de America Central, Volumen Especial Terremoto de Limón*, 93–102.
- Morales, L. D. (1994). Daños causados por el terremoto de Limón: pérdidas y medidas de mitigación. *Revista Geologica de America Central, Volumen Especial Terremoto de Limón*, 201–10.
- Sauter, F. (1994). Evaluación de daños en puentes y otras estructuras civiles causados por el terremoto de Limón. *Revista Geologica de America Central, Volumen Especial Terremoto de Limón*, 171–86.