

EVALUACION DE DAÑOS EN PUENTES Y OTRAS ESTRUCTURAS CIVILES CAUSADOS POR EL TERREMOTO DE LIMON

Franz Sauter

Ingeniero Consultor, Apartado postal 6260-1000 San José, Costa Rica

ABSTRACT: In this paper, the author discusses the structural damage caused by the magnitude 7.5 Limón, Costa Rica earthquake of April 22, 1991. Damage description includes highway and railroad structures, as well as buildings, industrial facilities and special engineering structures, such as liquid storage tanks. The report includes the most relevant cases of failure and damage which occurred in Limón and locations near the epicentral area.

The most notorious damage caused by the earthquake was the collapse of highway and railroad bridges, and the severe damage to highway pavements and to railroad tracks caused by fracture, lateral spreading and settlement of embankments, due to loss of resistance and liquefaction of the soil. A total of five important highway bridges collapsed, many smaller highway structures were damaged and eight railroad bridges settled or suffered partial collapse. A total of 80 km of highway pavement and embankments were severely damaged, rendering the transit of vehicles impossible. As a consequence, the south-eastern atlantic region of Costa Rica, including the Caribbean coast and the La Estrella Valley with important banana plantations, was left uncommunicated after the earthquake. The access from San José to Limón was also interrupted during the first days that followed the main event.

RESUMEN: En el presente artículo se evalúan los daños estructurales causados por el terremoto de magnitud 7,5 ocurrido el 22 de abril de 1991 en la provincia de Limón, Costa Rica. La descripción de los daños abarca puentes de carretera y ferrocarril, así como edificios, plantas industriales y estructuras especiales de ingeniería, como tanques para almacenamiento de combustible. Se comentan el comportamiento sísmico y las causas más relevantes de la falla estructural y colapso de obras situadas en áreas cercanas al epicentro.

El daño más espectacular causado por el terremoto lo representa el colapso de numerosos puentes de carretera y ferrocarril. Igualmente sobresalen los severos daños en pavimentos de carretera y vías de ferrocarril a causa de la fractura, desplazamiento lateral y asentamiento del terreno y terraplenes debido a la pérdida de resistencia y licuefacción de suelos aluviales. Un total de cinco puentes de carretera sufrieron colapso total, varios puentes pequeños fueron severamente dañados y ocho puentes de ferrocarril se asentaron o sufrieron colapso parcial. Un total de 80 km de pavimento y relleno de carretera fueron severamente dañados, impidiendo el tránsito de vehículos. Consecuentemente, *la región sureste de Costa Rica, incluyendo el litoral del Mar Caribe y el Valle de la Estrella, una fértil zona agrícola con importantes plantaciones de banano, quedaron incomunicados después del terremoto. El tráfico entre San José y el puerto de Limón fue interrumpido durante cinco días a causa del terremoto.*

PUENTES DE FERROCARRIL

Los puentes de ferrocarril de la región atlántica son viejas estructuras construidas en la primera década de este siglo. Por consiguiente, debido a la antigüedad de las obras, la información disponible respecto a las características y dimensiones de los puentes es escasa. La mayoría de estos puentes son de paso inferior y se componen de dos vigas de acero en celosía, simplemente apoyadas. La falla de los dispositivos de apoyo y la pérdida de soporte de la superestructura (Fig. 1) debido a los grandes desplazamientos horizontales inducidos por sismo, fueron la causa del asentamiento de numerosos puentes. El volcamiento de los estribos tipo "caisson", constituidos por cilindros de acero rellenos con concreto (Fig. 2), se debió principalmente al empuje ejercido por el corrimiento lateral del relleno en las rampas de acceso y al fenómeno de licuefacción de los suelos aluviales subyacentes (Sauter, 1991a; EERI, 1991; EQE,

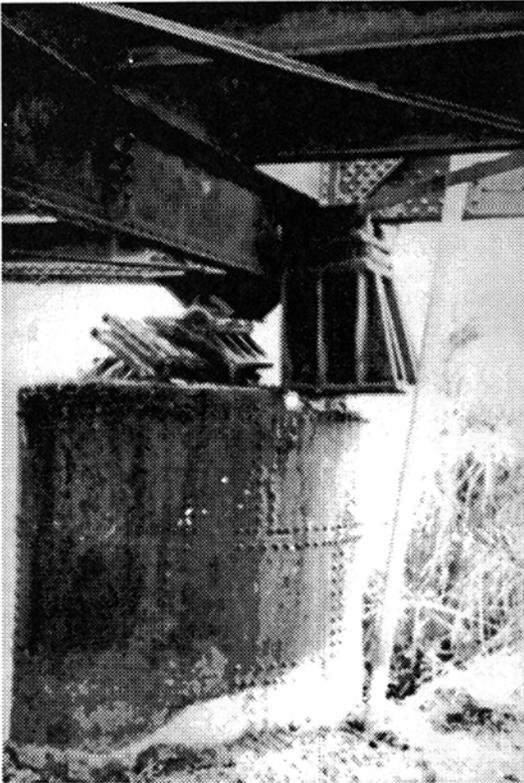


Fig. 1: Puente de ferrocarril sobre el río Matina. Falla y desplazamiento de los dispositivos de apoyo.

1991; Lobo et al, 1991) . La consecuencia fue el asentamiento y el colapso parcial de la superestructura, como lo ilustra el comportamiento del puente sobre el río Bananito (Fig. 3).

La estructura del puente ferroviario sobre el río Matina tiene 460 m de longitud. Consiste de cuatro tramos de paso inferior de 60 m de luz que cruzan el cauce principal y de 11 tramos de acceso que conducen la vía de ferrocarril sobre las riberas sujetas a inundación. La superestructura de los tramos principales está constituida por dos vigas de acero en celosía soportadas por pilas a base de "caissons". Los tramos de acceso están formados por vigas de acero de alma llena soportadas por vigas cabezal y pilotes a base de perfiles I de acero. Los pernos de anclaje en los dispositivos de apoyo fallaron por cortante y los mecanismos de soporte fueron desplazados y volcados (Fig. 1); los "caissons" de las pilas de los tramos principales fueron desplazados y se inclinaron en dirección al cauce del río. Varias vigas de acero de los tramos de acceso sufrieron colapso parcial.

El puente de ferrocarril Atalanta sobre el río La Estrella es de paso inferior en los dos tramos principales, con superestructura constituida por dos vigas de acero en celosía de peralte constante. En la margen norte del río el puente consta de cinco tramos de acceso a base de vigas de acero de perfil I (Fig. 4). Los marcos de acero que soportan los tramos de acceso fallaron, y fueron desplazados 2,0 m longitudinalmente; el primer tramo se desprendió de sus soportes y colapsó; los otros permanecieron en estado precario de estabilidad.

El puente sobre el río Sixaola, localizado en el límite fronterizo entre Costa Rica y Panamá, es una estructura de tres tramos simplemente apoyados, constituidos por vigas de acero en celosía. Los tramos subtienden luces de 63 : 134.5 : 63 m. El puente sirve el triple propósito de puente para ferrocarril, vehículos livianos y peatones. En cada tramo fueron dispuestos un apoyo fijo y un apoyo móvil, éste último a base de rodillos múltiples de acero. Los pernos de anclaje del dispositivo de apoyo fijo del tramo principal fallaron por cortante y la superestructura sufrió un desplazamiento longitudinal permanente. No obstante, las dimensiones generosas de los bancos de apoyo y la estabilidad que proveen los mecanismos de

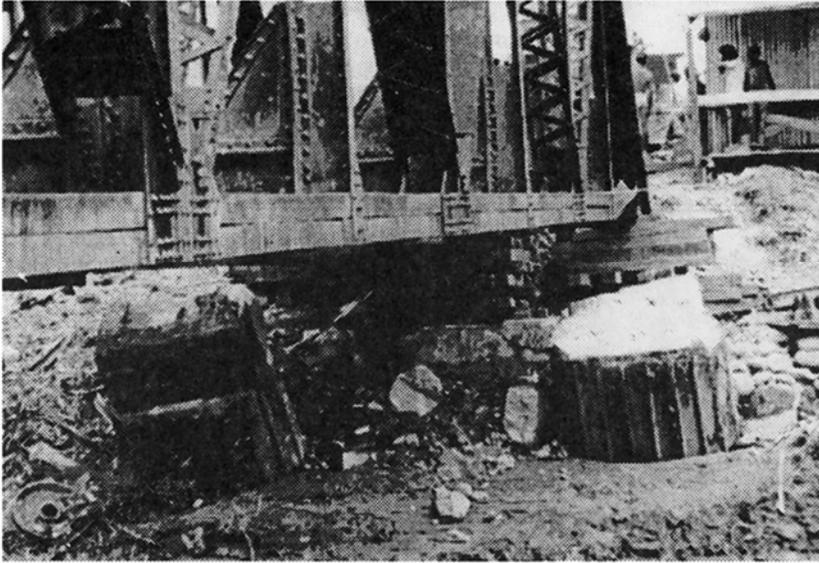


Fig. 2: Puente de ferrocarril sobre el río Bananito. La licuefacción y el desplazamiento lateral de los rellenos de acceso empujaron los "caissons" de los estribos (cilindros de acero rellenos en concreto) hacia el cauce del río.

soporte móviles a base de rodillos múltiples, permitieron absorber los desplazamientos horizontales y evitaron el colapso de la superestructura (Sauter, 1991a).

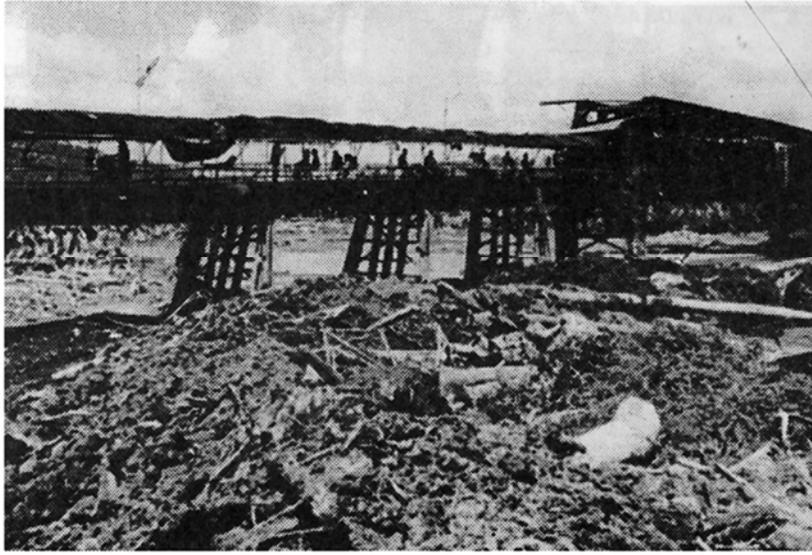
Con la excepción de los puentes Atalanta y Sixaola, la mayoría de los puentes ferroviarios fueron provisionalmente reparados en un tiempo corto. Los tramos que sufrieron asentamiento o colapso parcial fueron levantados mediante gatos hidráulicos y soportados mediante durmientes de madera. Por otro lado, se procedió con celeridad a la reparación de las vías de ferrocarril, severamente dañadas durante el sismo debido al asentamiento y deformación por licuefacción de suelos aluviales. El tráfico de ferrocarriles fue reestablecido tres semanas después del terremoto, permitiendo el transporte de banano, el principal producto de exportación del país en ese momento.

En general, se puede afirmar que los puentes ferroviarios, estructuras de acero construidas hace aproximadamente 85 años, mostraron un mejor comportamiento que los puentes de carretera modernos. Esto, gracias a un diseño más conservador, a dimensiones generosas de los bancos de apoyo y al buen empleo de dispositivos de soporte con rodillos múltiples. Un ejemplo de buen comportamiento sísmico es el puente sobre el río Banano, estructura de acero en celosía con una luz libre 80 metros, el cual no sufrió daño aparente.



Fig. 3: Puente de ferrocarril sobre el río Bananito. Colapso parcial a causa del desplazamiento e inclinación de los estribos.

Fig. 4: Puente Atalanta sobre el río La Estrella. Los marcos arriostrados de acero de los tramos de acceso sufrieron un desplazamiento lateral de aproximadamente 2,0 m y el tramo final colapsó. Las armaduras de acero de los tramos principales no mostraron daño aparente.



PUENTES DE CARRETERAS

Los puentes de carretera modernos, diseñados y construidos en la década de los años 70, mostraron un comportamiento sísmico deficiente. Cinco puentes importantes sufrieron colapso y 13 obras menores fueron severamente dañadas. Los puentes colapsados no pudieron ser reemplazados o reparados tan rápidamente como las estructuras de ferrocarril. En los meses siguientes al terremoto, el tráfico de vehículos en la ruta No. 36 al sur de Limón, que conduce a Sixaola y Panamá, sólo fue posible vadeando los ríos en sectores de cauces poco profundos. No obstante, las crecidas durante la época lluviosa dificultaron el cruce de los ríos, aún con vehículos de doble tracción.

Un aspecto común a todos los puentes dañados es la existencia, en los sitios de emplazamiento, de suelos aluviales blandos y saturados, constituidos por limos y arenas de grano fino, característicos de las regiones bajas de la vertiente del Mar Caribe. Los estribos y pilas están generalmente cimentados mediante pilotes "a fricción", de acero o de concreto prefabricado. Todos los puentes de carretera dañados, con la excepción del puente sobre el río Chirripó, comparten el mismo esquema estructural: un sistema isostático a base de tramos múltiples simplemente apoyados, en el que no se

da continuidad en la superestructura (Sauter, 1991a; EERI, 1991; EQE, 1991; Lobo et al, 1991; Mitchell et al, 1991).

El puente sobre el río Chirripó en la ruta No. 32 es la única estructura vial emplazada en el área epicentral en la que se empleó en el diseño de la superestructura un sistema continuo, constituido por vigas de acero de alma llena de sección variable y con tablero formado por una losa de concreto reforzado que provee acción compuesta. La estructura principal consta de seis tramos de 59 : 67 : 73 : 73 : 67 : 59 m, con una longitud total de

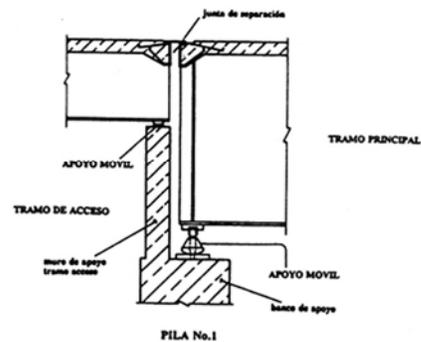


Fig. 5: Puente sobre el río Chirripó. Vista del apoyo de la estructura principal en la primera pila. El tramo de acceso tiene una longitud de apoyo insuficiente en el muro-pantalla de la pila.

430 m, incluyendo dos tramos de acceso. Se dispusieron dispositivos de apoyo fijos en las tres pilas centrales y dispositivos móviles tipo pendular en las cuatro pilas exteriores. En cada extremo el puente tiene un tramo de acceso de 16 m de longitud, formado por vigas de acero de perfil I, simplemente apoyado en el estribo y en el muro pantalla de la primera pila (Fig. 5). El colapso del tramo de acceso en la margen este del río (Fig. 6) se debe principalmente a las dimensiones insuficientes del banco de apoyo en el muro de la pila y a la falla de los pernos de anclaje. La superestructura sufrió un desplazamiento longitudinal permanente del orden de 150 mm, no obstante, el muro pantalla en la primera pila restringió el desplazamiento lateral y la continuidad de la superestructura aseguró la integridad del sistema, evitando el colapso. El tráfico de vehículos sobre el puente fue reestablecido cinco días después del terremoto, al rellenar con grava compactada el vacío dejado por el tramo colapsado.

El puente sobre el río Vizcaya (Fig. 7) es un ejemplo típico del sistema de construcción empleado en la mayoría de los puentes de la ruta No. 36 que corre a lo largo del litoral del Mar Caribe y que conecta el puerto de Limón con Sixaola y Changuinola en Panamá. Es un puente de un carril con tres tramos simples de 22,5 m. Sus características principales se muestran en la figura

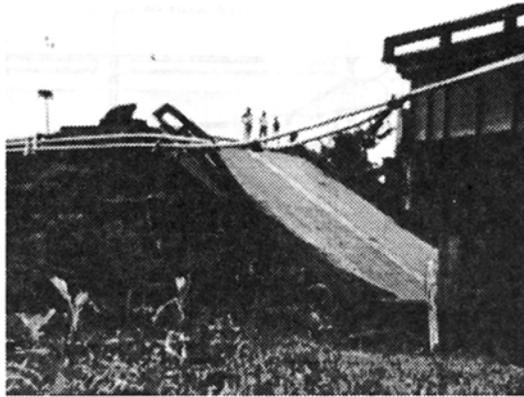


Fig. 6: Colapso del tramo de acceso, margen este, del puente sobre el río Chirripó, debido a dispositivos de soporte inadecuados e insuficiente dimensión del banco de apoyo sobre el muro de la pila.

8. La superestructura de acción compuesta consiste de dos vigas I de concreto prefabricado y postensado, de 1220 mm de peralte, y una losa de concreto reforzado colado en sitio de 180 mm de espesor. Los planos constructivos muestran cierta discrepancia con respecto a la disposición de los soportes. La interpretación del autor es que los tramos laterales tienen un apoyo fijo en el estribo y un apoyo móvil sobre la pila; el tramo central tiene un soporte fijo y otro móvil (Fig. 9). Los dispositivos de apoyo fijos consisten de

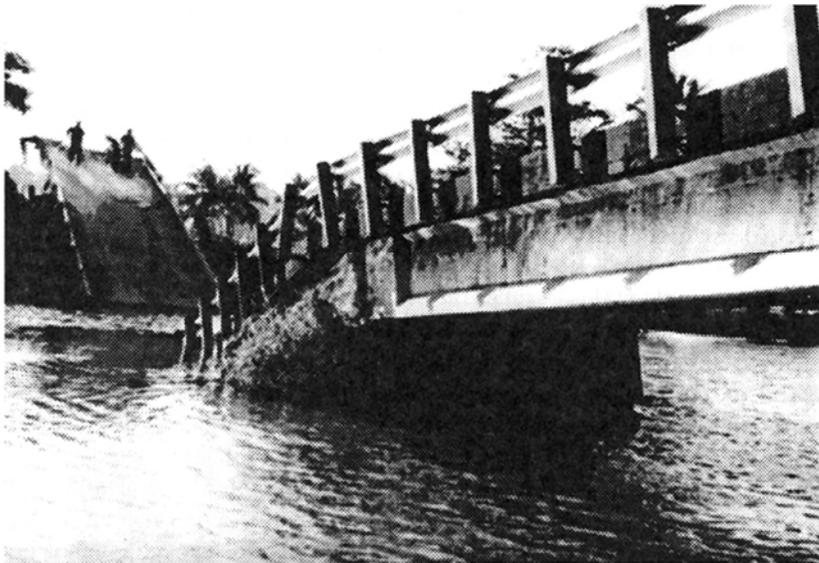


Fig. 7: Puente sobre el río Vizcaya. Dos tramos sufrieron colapso debido a la falla de la primera pila. La superestructura está formada por un sistema de tres tramos simplemente apoyados con vigas postensadas de sección I y losa de concreto colado en sitio.

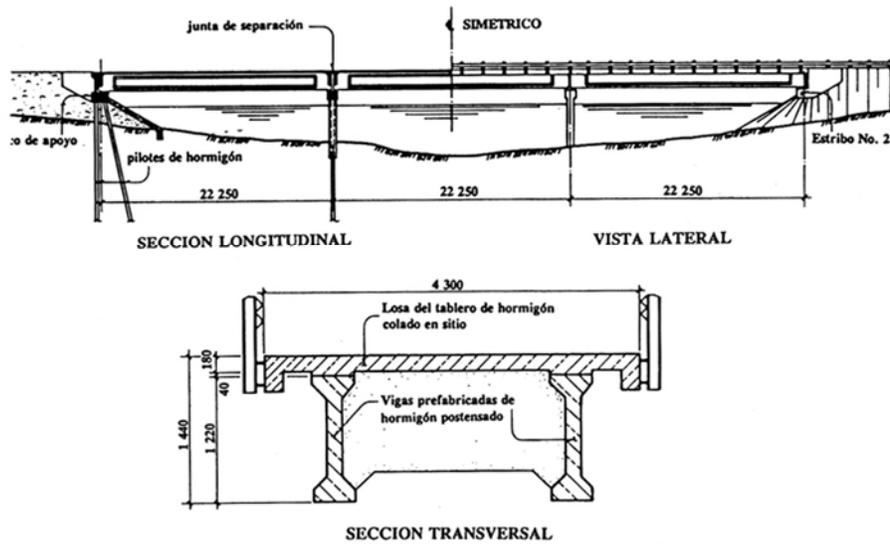


Fig. 8: Puente de carretera sobre el río Vizcaya. Vigas postensadas prefabricadas de sección I y losa de concreto reforzado colado en sitio con acción compuesta. Obsérvese la distribución en una sola hilera de los pilotes verticales de las pilas.

almohadillas elastoméricas con placas de acero vulcanizadas ancladas al banco de apoyo mediante dos pernos de acero de 32 mm de diámetro y 300 mm de longitud (Sauter, 1991a; Sauter, 1991b; Lobo et al, 1991). En los planos constructivos fueron especificados dispositivos de acero tipo péndulo como soporte móvil, no obstante, las observaciones de campo indican que también fueron empleadas almohadillas elastoméricas. Sobre las pilas, dispositivos de acero conectan las vigas de tramos adyacentes, (Fig. 9), sin embargo, no se dispusieron bloques sísmicos para limitar los desplazamientos longitudinales.

Los estribos, formados por el banco de apoyo, un muro-pantalla y dos alas laterales de concreto reforzado, están soportados por un sistema de tres pilotes verticales y tres pilotes inclinados de concreto reforzado prefabricado. El sistema de las pilas centrales de este puente es inusual, ya que consiste de muros de concreto reforzado de 600 mm de espesor sin placa de fundación en la base. Las pilas están cimentadas sobre seis pilotes verticales dispuestos en una sola hilera que coincide con el eje de la pila; los pilotes penetran en el muro en toda su altura (Fig. 9). Por lo tanto, la resistencia y estabilidad de la pila en sentido longitudinal están dadas únicamente por la capacidad a flexión de los pilotes en su empotramiento en la base del muro.

El impacto de la superestructura, asimismo el desplazamiento lateral y asentamiento del material de relleno en los accesos al puente causó la inclinación de los estribos y la falla de los pilotes de concreto bajo el banco de apoyo. No obstante, el colapso de dos tramos del puente (Fig. 7) se debió principalmente a la falla de una pila. Es criterio del autor que la distribución de los pilotes en una sola hilera creó un sistema de pilotes-pila muy vulnerable a las acciones sísmicas, ya que posee una resistencia a flexión reducida en la dirección longitudinal (Sauter, 1992a). La figura 10 muestra el mecanismo de colapso según fue interpretado por el autor. Los pilotes fallaron en la base del muro de la pila, la cual se volcó y desapareció bajo el nivel del agua, empujando el tramo lateral sobre el estribo y cortando el muro-pantalla. La otra pila sufrió un asentamiento severo.

En el puente sobre el río Vizcaya la falla de la subestructura ocasionó el colapso del puente. En las demás obras viales, las pilas no mostraron daños tan significativos, con excepción del volcamiento de estribos y la falla de los pilotes de concreto bajo el banco de apoyo. El colapso de los tramos simplemente apoyados es atribuido principalmente a los grandes desplazamientos horizontales inducidos por el sismo, a las dimensiones inadecuadas de los bancos de apoyo, a la falta de

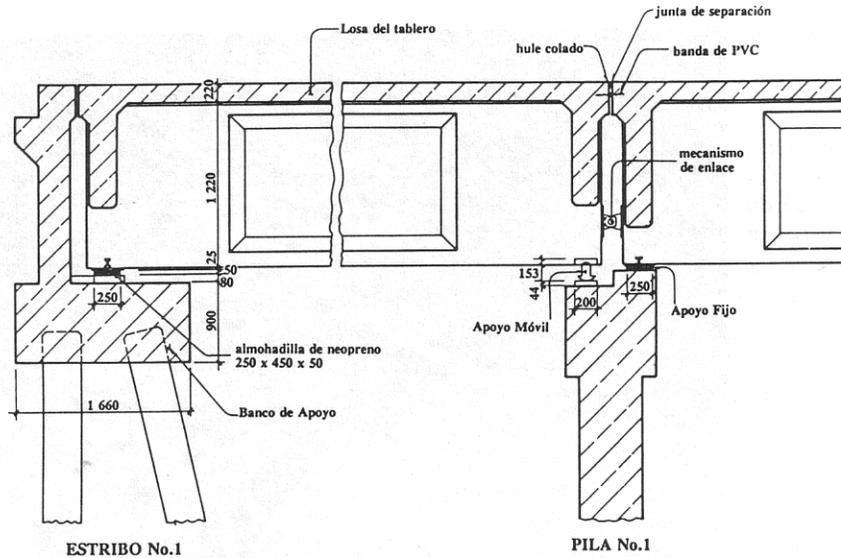


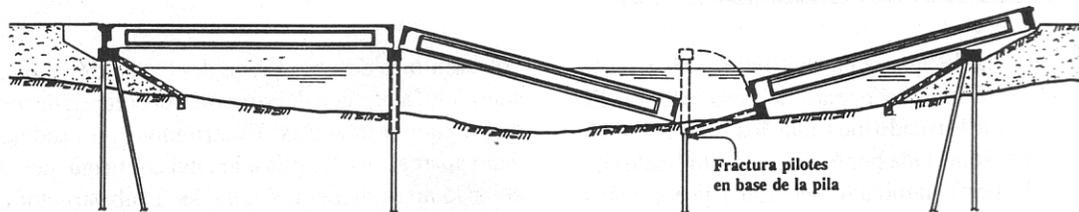
Fig. 9: Puente sobre el río Vizcaya. Disposición de los soportes fijos y móviles en los estribos y pilas, según los planos constructivos. El sistema de fundación de las pilas consiste en pilotes verticales de concreto reforzado prefabricado dispuestos en una sola hilera; no existe placa de cimentación.

bloques sísmicos y dispositivos de restricción y a la pérdida del soporte de los tramos simplemente apoyados.

Otros dos puentes de carretera de un solo carril, de diseño similar al del puente sobre el río Vizcaya, también sufrieron colapso. La figura 11 muestra el puente sobre el río Bananito, con dos tramos simplemente apoyados de 25 y 28m de luz. La pila central y los estribos fueron dispuestos en ángulo oblicuo de 30 grados con respecto al eje longitudinal del puente. Ambos tramos se desprendieron del soporte y cayeron. Por causas similares, un tramo del puente Estero Negro también sufrió colapso. El puente sobre el río Banano, con cuatro

tramos simplemente apoyados de 17 : 28 : 28 : 28 m, no colapsó, no obstante las pilas centrales sufrieron un asentamiento severo y los estribos se inclinaron debido al empuje de la superestructura. En la mayoría de los puentes, los pilotes inclinados de los estribos sufrieron falla por flexión y cortante, mientras que los pilotes verticales mostraron menor daño.

El puente sobre el río Estrella está compuesto por dos tramos de 75 m de luz cada uno y un tramo de acceso de 25 m de longitud, éste último a base de vigas prefabricadas de concreto postensado. La superestructura de los tramos principales (Fig. 12) está formada por dos vigas de acero en celosía de



MECANISMO COLAPSO

Fig. 10: Mecanismo de colapso en el puente sobre el río Vizcaya. Los pilotes verticales, dispuestos en una sola hilera, fallaron en la base del muro de la pila; la pila volcó y empujó el tramo extremo sobre el estribo, cortando el muro-pantalla.

Fig. 11: Puente sobre el río Bananito. Los estribos y las pilas están dispuestas en un ángulo de 25° respecto al eje longitudinal del puente. Los dos tramos de 25 y 28 m fueron empujados en la dirección del ángulo de desvío y sufrieron colapso.

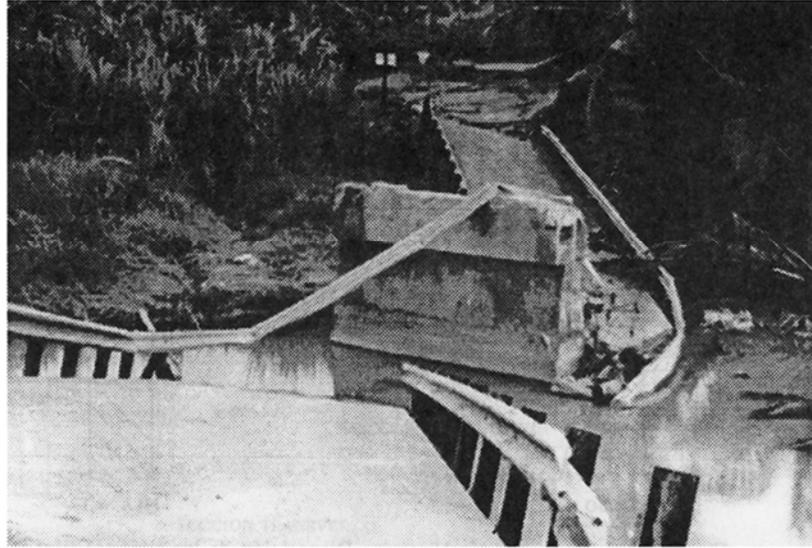


Fig. 12: Puente sobre el río Estrella. Las dos armaduras de acero en celosía, simplemente soportadas con losa inferior de concreto, subtienden una luz de 75 m y sufrieron colapso debido a mecanismos de soporte inadecuados y a la falta de dispositivos para restringir los desplazamientos.

peralte variable, que se elevan sobre el nivel de la calzada y forman un puente de paso inferior. El tablero está formado por una losa de concreto reforzado, soportada por 5 vigas longitudinales de acero de perfil laminado sección I y por vigas transversales a cada 6,25 m. El colapso de los dos tramos principales se debió al uso de dispositivos de apoyo inadecuados y a la falta de bloques sísmicos para restringir los desplazamientos horizontales. Los mecanismos de soporte se

volcaron o se desprendieron del banco de apoyo, causando la pérdida del soporte y el colapso de los dos tramos principales. El terremoto no produjo daño aparente en las pilas, lo cual confirma que el colapso no se debió a la falla de la subestructura, más bien a los grandes desplazamientos y a la falla de los dispositivos de apoyo (Sauter, 1993; Sauter, 1992a; EERI, 1991; EQE, 1991; Lobo et al, 1991). Los mecanismos de apoyo empleados en este puente han mostrado, en eventos sísmicos pasados,

un comportamiento inadecuado, pues no tienen capacidad para absorber los desplazamientos horizontales inducidos.

Otros puentes de carretera menores sufrieron daños moderados a severos, principalmente asentamiento y volcamiento de los estribos, desprendimiento de concreto en los bancos de apoyo, falla de los pernos de anclaje, falla de pilotes del sistema de cimentación, asentamientos y fractura de las rampas de acceso. Sin embargo, estas obras menores continuaron abiertas al tráfico después del terremoto.

OBRAS PORTUARIAS

Dos de las más importantes obras portuarias de Costa Rica están localizadas en el litoral del Mar Caribe, en Limón y Moín.

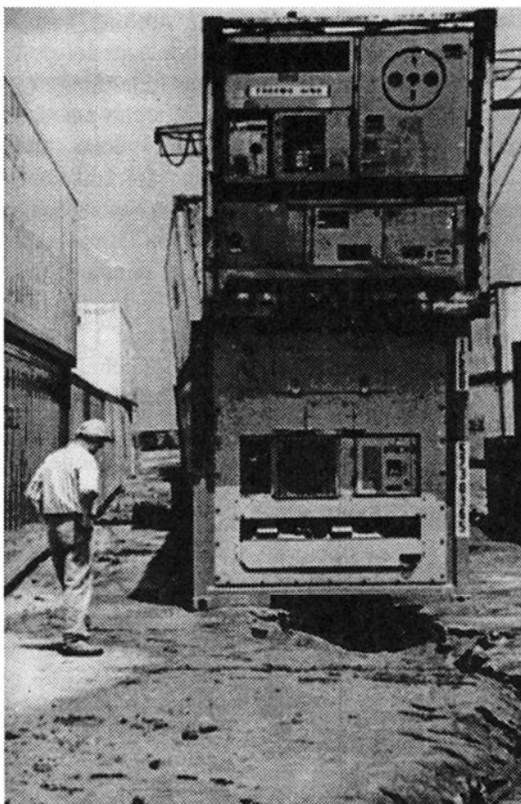


Fig. 13: Daños severos en el patio de contenedores del puerto de Limón a causa de licuefacción y expulsión de arena y al asentamiento del terreno.

En Limón, el patio de contenedores fue severamente dañado debido a la licuefacción, a la expulsión de arena y al asentamiento del relleno (Fig. 13). Grandes conos de eyección de arena cubrieron el área portuaria (Sauter, 1993; Sauter, 1991b; EERI, 1991; EQE, 1991; Lobo et al, 1991). Los pilotes de concreto pretensado, que forman el sistema de cimentación del denominado Muelle Alemán, mostraron severo agrietamiento debido a flexión y un número considerable de tablaestacas fallaron. Las vigas que soportan el equipo para movilización de contenedores, sufrieron asentamiento y los rieles de la grúa fueron distorsionados. Asimismo, se observó desplazamiento lateral de la estructura del atracadero y asentamiento y agrietamiento de las losas de concreto. No obstante, las operaciones de atraque de buques no fueron afectadas y las operaciones de carga y descarga en el muelle fueron reiniciadas tres días después del sismo.

En Moín, donde el atracadero está cimentado sobre suelo firme (antiguo arrecife coralino), no se dio evidencia alguna de daño estructural, pero se presentaron asentamientos de la losa de concreto del muelle. Sin embargo, el fondo de mar y las estructuras coralinas se elevaron aproximadamente de 120 a 150 cm debido al levantamiento de la corteza, lo que redujo la profundidad del agua y afectó las operaciones de atraque de los buques de gran calado.

TANQUES DE ALMACENAMIENTO

La refinería RECOPE en Moín, cerca del puerto de Limón, sufrió daños severos en tanques de almacenamiento de combustible y daños moderados a severos en las torres de destilado, equipos de proceso y tuberías. Un daño común fue la falla de los pernos de anclaje y el desplazamiento de tuberías y equipos. La producción de gasolina y derivados de petróleo debió ser paralizada durante cuatro meses.

Un tanque de reciclaje de nafta y diesel explotó y fue lanzado aproximadamente a 25 m de su posición original; otro tanque se incendió. Afortunadamente, el fuego fue controlado rápidamente y se evitó una conflagración mayor.

Fig. 14: Falla por pandeo tipo "pata de elefante" en los tanques de una planta de transferencia de productos químicos en Moín (Transmerquín).

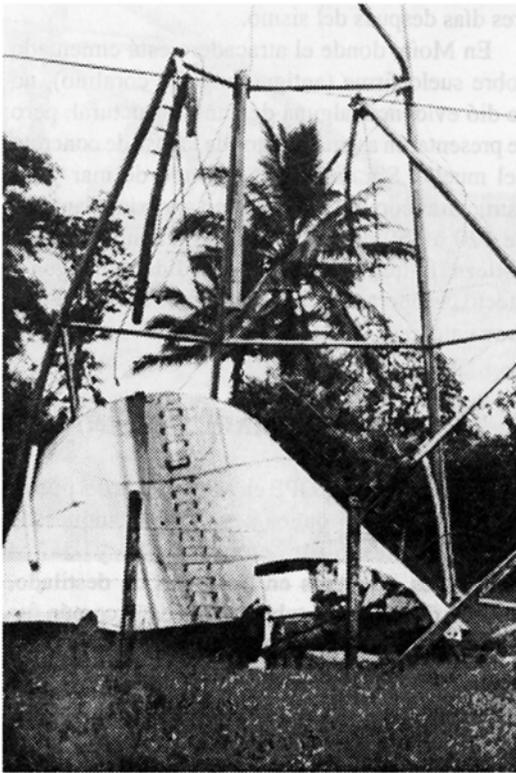
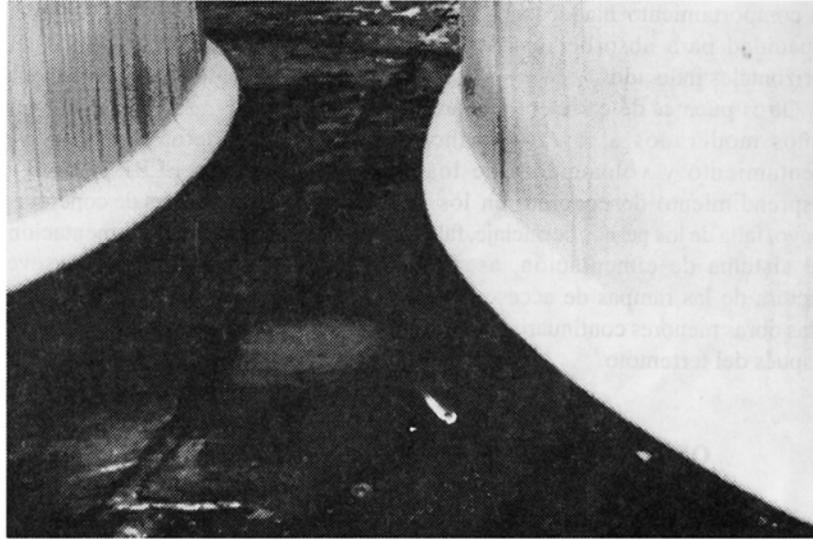


Fig. 15: Colapso de un tanque elevado en acero para el almacenamiento de agua en la comunidad de Beverly, cerca de Limón.

En muchos tanques, el chapoteo o respuesta dinámica del contenido líquido ("sloshing") causó daños severos al techo y a la parte superior de la envolvente de acero. Las fuerzas hidrodinámicas causaron la ruptura de las juntas techo-pared en numerosos tanques en los cuales el techo sufrió colapso total o parcial, asimismo deformaciones severas de las paredes. Como consecuencia, aceite crudo y contenidos líquidos fueron derramados. Numerosos tanques sufrieron el pandeo de la envolvente de acero en la base de las paredes cilíndricas de acero ("pata de elefante") (Sauter, 1993; EERI, 1991; EQE, 1991; Mitchell et al, 1991). La mayoría de los tanques dañados estaban total o parcialmente llenos cuando ocurrió el terremoto. Además, se observaron asentamientos considerables en dos tanques de almacenamiento de 15 000 m³ de capacidad, cimentados sobre suelos aluviales blandos y saturados.

Varios tanques de acero de mediana capacidad, para el almacenamiento de productos químicos en las plantas de transferencia de Transmerquín y Químicas Holanda, situadas en Moín cerca de la refinería RECOPE y de las instalaciones portuarias, sufrieron daños severos, mayormente pandeo de la lámina de acero en la base de la envolvente (Fig. 14). También se observaron desplazamientos laterales en los tanques no anclados a la base (Sauter, 1991a). Varios tanques horizontales de

forma cilíndrica, de 50 m³ de capacidad, soportados por estructuras de acero arriostradas, colapsaron a causa de la falla de los soportes. Dos tanques elevados de acero para almacenamiento de agua en pequeñas comunidades sufrieron colapso (Fig. 15).

El Terremoto de Limón proporcionó una oportunidad especial para estudiar los modos de falla de los tanques de almacenamiento de líquidos y para comparar el comportamiento de estas estructuras de acuerdo a las condiciones de base de las paredes cilíndricas. Un aspecto común a todos los tanques dañados es la ausencia de anclaje de la envolvente de acero a los anillos de cimentación de concreto reforzado. Se reconoce que esta condición desfavorece la respuesta sísmica de los tanques de almacenamiento de líquidos.

El anclaje de los tanques de acero al anillo de fundación es un requisito para mejorar el comportamiento sísmico de estas estructuras, como se ha demostrado durante eventos destructivos ocurridos en el pasado. El buen comportamiento de varios tanques cilíndricos de acero debidamente anclados al anillo de cimentación, situados en Moín, confirman la bondad del anclaje de los tanques. En una planta de transferencia de productos químicos, en Moín, perteneciente a la corporación Exxon, no se observaron daños en los tanques que estaban adecuadamente anclados al

anillo de cimentación. Esta planta está situada al lado de una planta similar (Transmerquín) en la que la mayoría de los tanques sufrieron pandeo y daño severo (Fig. 14). En la refinería RECOPE, solo tres tanques de acero para almacenamiento de diesel y búnker estaban adecuadamente anclados al anillo de fundación de concreto reforzado. Dos de los tanques, con una capacidad de 15 000 m³, no estaban completamente llenos en el momento del terremoto y no mostraron daños aparentes en sus paredes de acero; el chapoteo del líquido no produjo daños en el techo, ni pérdida de líquido.

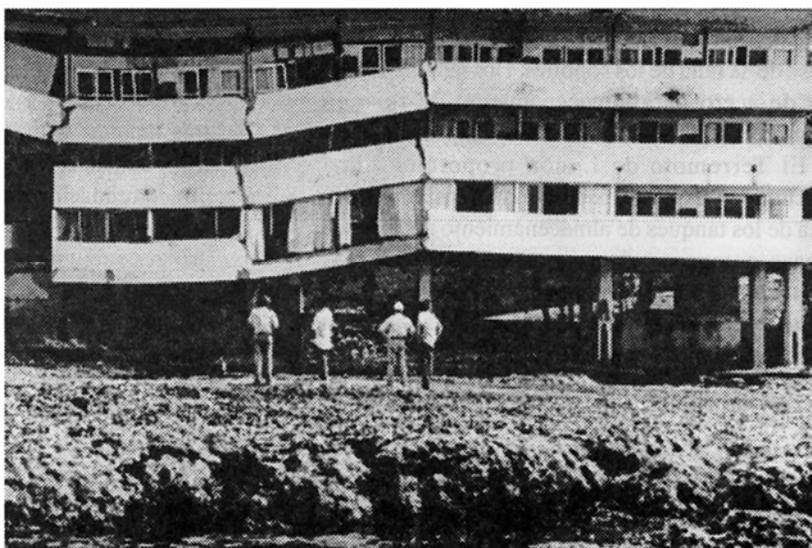
EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

En Limón, el mayor centro urbano situado cerca del área epicentral, sólo se dieron dos colapsos espectaculares de edificios de dos o más pisos, construidos en concreto reforzado. El Hotel Internacional era una estructura de 3 pisos en donde la condición de piso blando en planta baja, los efectos de torsión debido a la condición de edificio esquinero y la mala calidad de los materiales de construcción contribuyeron al colapso de la obra (Fig. 16). El Hotel Las Olas, soportado por columnas de concreto reforzado y placas de fundación construidas sobre material coralino,



Fig. 16: Colapso del Hotel Internacional en Limón, un edificio de tres pisos a base de marcos no dúctiles de concreto reforzado; incluía paredes de mampostería de relleno.

Fig. 17: Colapso parcial del Hotel Las Olas cerca de Limón, debido a la falla en cortante de las columnas cortas; el detallado pobre y la mala calidad de los materiales de construcción contribuyeron a la falla. La roca coralina, previamente sumergida bajo el mar, quedó expuesta a causa del levantamiento de la costa (aproximadamente 1,35 m en este sitio).



sufrió colapso parcial (Fig. 17) debido a la falla en cortante de varias "columnas cortas" de la planta baja (Sauter, 1993; Sauter, 1991a; EERI, 1991; EQE, 1991).

En las dos obras antes mencionadas, el terremoto sacó a relucir el detallado pobre de los elementos de concreto reforzado, así como la mala calidad de los materiales de construcción utilizados. Las barras de acero estaban parcialmente corroídas debido a la exposición al ambiente marino y a la falta de recubrimiento adecuado. El refuerzo transversal, con gran espaciado de aros de diámetro reducido, era inadecuado para proveer resistencia al corte, confinamiento del concreto y ductilidad a la estructura. Los aros con dobleces de 90 grados en sus extremos, no son efectivos para confinar el núcleo después del desprendimiento del recubrimiento de concreto. Las barras de acero mostraban empalmes mal ejecutados y localizados en zonas críticas de mayor concentración de esfuerzos. El anclaje de las barras en la unión viga-columna era deficiente y el núcleo de la unión carecía de acero transversal para confinamiento. Como en otros eventos sísmicos destructivos, un tipo de daño estructural común fue la falla por cortante de "columnas cortas". En éstas, la presencia de paredes de mampostería reduce la luz libre e incrementa la rigidez de las columnas, atrayendo mayores fuerzas laterales. Un ejemplo ilustrativo de este tipo de falla son los daños

estructurales observados en el Colegio de Limón y en el Hotel Las Olas.

Por otro lado, varios edificios y locales comerciales, construidos en concreto reforzado, y viviendas de mampostería reforzada situadas en las cercanías de la estructura colapsada del Hotel Internacional, no mostraron daño o los daños observados fueron leves.

En otras edificaciones se observaron daños no-estructurales severos, principalmente agrietamiento de paredes de mampostería. El edificio de los Tribunales de Justicia, una estructura de 3 pisos en concreto reforzado, debió ser desalojado debido a los daños mencionados. En el Hospital Tony Facio de Limón, con un ala de 4 pisos, no se observaron daños estructurales importantes; no obstante, los severos daños ocasionados por el agrietamiento de paredes y el desprendimiento de cielos suspendidos, luminarias, ductos y equipos de aire acondicionado, sacaron de operación esta obra esencial, que se supone debiera continuar prestando servicios de emergencia después de una catástrofe natural (Sauter, 1992b).

EDIFICIOS INDUSTRIALES

Las estructuras de acero para naves industriales mostraron, en general, un buen comportamiento sísmico como lo han hecho en el pasado. No

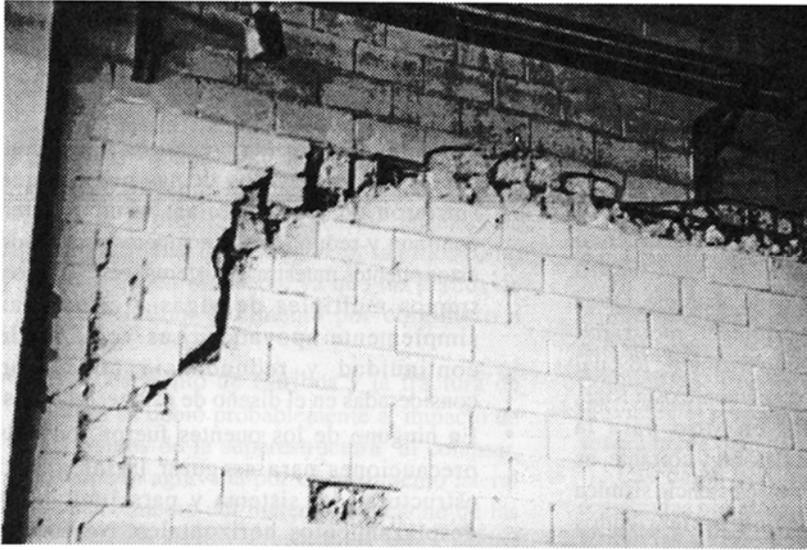
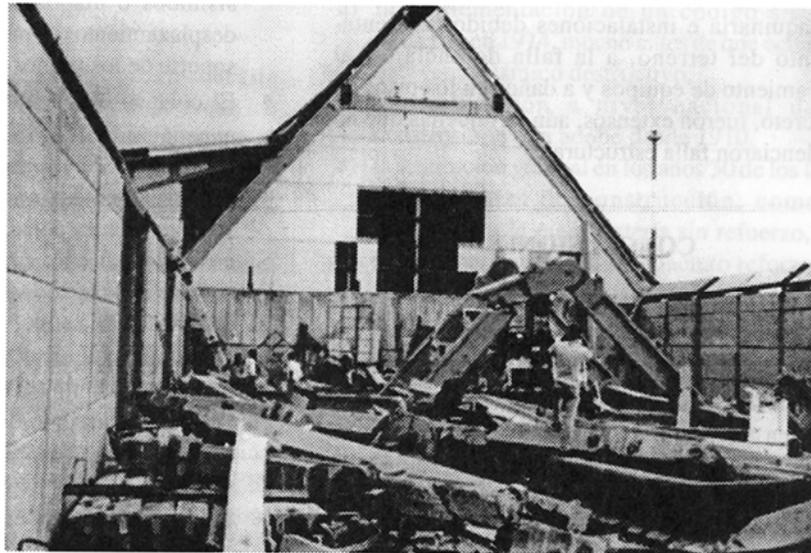


Fig. 18: Los muros de corte de mampostería reforzada en la fábrica de cajas de cartón DECAR fueron severamente dañados, pero evitaron la falla y colapso de la estructura prefabricada de concreto pretensado.

Fig. 19: Colapso de una estructura de concreto prefabricado en proceso de construcción. Las juntas no habían sido aun coladas y las conexiones entre elementos prefabricados no habían sido concluidas cuando ocurrió el terremoto. Ningún daño fue observado en la bodega que se muestra al fondo, la cual muestra un sistema prefabricado de construcción y diseño similares.



obstante, se dieron algunos casos de colapso debido principalmente a la caída de pesadas bobinas de papel, materia prima usada para la producción de cajas de cartón para la exportación de banano. El impacto de las bobinas contra las columnas de acero causó el colapso de dos naves para almacenamiento de materia prima. En varios marcos de acero, los tensores del arriostamiento vertical sufrieron pandeo y/o elongación permanente.

En la planta DECAR para la producción de cajas de cartón, con una estructura a base de elementos prefabricados de concreto pretensado, los muros de corte de mampostería reforzada sufrieron agrietamiento severo y desprendimiento de bloques (Fig. 18). Sin embargo, los muros trabajaron como se pretendía y cumplieron con el cometido de resistir las fuerzas inducidas por el sismo; la estructura principal no mostró daño de importancia.

Una nave industrial de la planta de FERTICA en Moín, en proceso de construcción cuando ocurrió el sismo, sufrió colapso total. En esta estructura prefabricada aún no se habían colado las juntas y las conexiones que unen los elementos prefabricados no estaban concluidas (Fig. 19). Otra estructura prefabricada más vieja que se observa al fondo de la anterior, con un sistema constructivo y diseño similares a la estructura colapsada, mostró un buen comportamiento sin daño aparente. Otras estructuras de concreto prefabricado mostraron también buen comportamiento sísmico, lo cual confirma que la práctica de diseño en Costa Rica, empleando juntas coladas en sitio para la transmisión de momentos de flexión y cortante, es buena y apropiada para proveer resistencia sísmica a los sistemas de construcción prefabricados (Sauter, 1989a; Sauter, 1984b).

En las plantas industriales, los daños causados a maquinaria e instalaciones debidos a asentamiento del terreno, a la falla de anclajes, al volcamiento de equipos y a daños en los pisos de concreto, fueron extensos, aún en aquellas que no evidenciaron falla estructural.

CONCLUSIONES

El daño y colapso espectacular de numerosos puentes es el aspecto más relevante del Terremoto de Limón del 22 de abril de 1991. Este evento demostró que en Costa Rica se debe mejorar la práctica del diseño sismorresistente de puentes; se debe, además, dar especial consideración a la concepción estructural de estas obras, ya que son estructuras muy vulnerables a las acciones inducidas por sismo.

El estudio de los daños y del colapso de los puentes a causa del Terremoto de Limón, conduce a las siguientes conclusiones:

- Todos los puentes están emplazados en sitios con suelos aluviales blandos y saturados, constituidos por limos y arenas de grano fino, característicos de las zonas bajas del litoral del Mar Caribe de Costa Rica. Estas características pudieron haber contribuido a la amplificación de las ondas sísmicas y al fenómeno de licuefacción, pero estas condiciones no fueron suficientes por sí solas para explicar el colapso espectacular de algunos puentes.
- Con la excepción del puente sobre el río Chirripó, con una superestructura continua sobre seis tramos, los demás puentes que sufrieron colapso carecían de un sistema continuo y redundante. La superestructura de estos puentes muestra un sistema isostático con tramos múltiples de vigas y armaduras simplemente apoyadas. Las ventajas de continuidad y redundancia no fueron consideradas en el diseño de estas estructuras.
- En ninguno de los puentes fueron tomadas precauciones para asegurar la integridad estructural del sistema y para limitar los desplazamientos horizontales. No fueron previstos anclajes adecuados ni bloques sísmicos o dispositivos para restringir los desplazamientos y para evitar la pérdida del soporte de los tramos simples.
- El colapso de puentes no se debió, con una excepción, a fallas de la subestructuras. El mismo se atribuye principalmente a los grandes desplazamientos horizontales inducidos en la superestructura por el sismo y a omisiones y errores de diseño: empleo de mecanismos de soporte inadecuados, dimensiones precarias de los bancos de apoyo, ausencia de dispositivos para restringir los desplazamientos y falta de continuidad en la superestructura.
- El comportamiento de los puentes durante el Terremoto de Limón confirma la experiencia derivada de terremotos recientes: los puentes con sistemas isostáticos a base de tramos múltiples simplemente soportados son extremadamente vulnerables y fácilmente sufren colapso durante eventos sísmicos de alta intensidad. Asimismo, se confirma la conocida regla que debe ser considerada en el diseño sísmico de puentes: proveer continuidad y un alto grado de redundancia al sistema de la superestructura y adoptar medidas para asegurar la integridad estructural y evitar la pérdida de soporte de los tramos de la superestructura (Sauter, 1992a; Sauter, 1991c; Sauter, 1989a; Sauter, 1986; Sauter, 1984b).

- Los mecanismos de apoyo tradicionales han demostrado ser inadecuados para resistir las acciones sísmicas y para absorber los grandes desplazamientos horizontales inducidos por sismo. Los dispositivos de apoyo tipo pendular son muy vulnerables y tienden a ser volcados y desplazados por las fuerzas sísmicas (Sauter 1992a; Sauter, 1984a). Los mecanismos de apoyo fijo han mostrado no ser tan fijos como se supone en el diseño, ya que los pernos de anclaje fallan fácilmente por cortante o a tracción.
- El volcamiento de estribos y la fractura de pilotes se debió probablemente al impacto de los tramos de la superestructura al colapsar, condición agravada por el corrimiento lateral y asentamiento del material de relleno de las rampas de acceso, construidas sobre suelos aluviales blandos y saturados en los que se dio el fenómeno de licuefacción.

Respecto al comportamiento de los tanques de almacenamiento, una conclusión válida es que los tanques de acero que se anclan correctamente al anillo de cimentación muestran mejor comportamiento sísmico que los tanques no anclados (Sauter, 1991b).

En cuanto a los edificios de concreto reforzado, el terremoto reveló errores en el detallado y ejecución, mala calidad de materiales de construcción, errores en la concepción estructural e ignorancia de los criterios de diseño sismorresistente. Por otro lado, se considera que es necesario reglamentar el diseño y la construcción sísmica de las edificaciones para reducir la cuantía de los daños no-estructurales y de los acabados arquitectónicos. Este aspecto debería estar claramente establecido en los códigos sísmicos como requisito de la filosofía del diseño sismorresistente de edificios (Sauter, 1992b; Sauter, 1987).

Considerando la magnitud del sismo (7,5 grados escala Richter) y la cercanía de la ciudad de Limón a la falla que generó el evento, se considera que los daños en edificios causados por el terremoto son relativamente moderados; por lo tanto, el impacto del terremoto en dicha ciudad fue menos severo. En esta ciudad portuaria y sus alrededores, que cuenta con una población de

100.000 habitantes y está situada cerca de la falla causativa, no se dió una destrucción masiva como la observada en otros eventos sísmicos (Sauter, 1989b): Managua en 1972 ($M_s = 6,2$), Guatemala en 1976 ($M_s = 7,5$), México en 1985 ($M_s = 8,1$), San Salvador en 1986 ($M_s = 5,4$) y Armenia en 1988 ($M_s = 6,9$).

Las condiciones de suelo relativamente buenas en la ciudad de Limón deben haber contribuido al buen comportamiento de las edificaciones. En cambio, varias escuelas y clínicas del Seguro Social, obras de un piso y para el servicio de comunidades pequeñas, situadas sobre suelos aluviales y cercanas al área epicentral, fueron severamente dañadas y debieron ser clausuradas.

Las bajas pérdidas económicas y humanas registradas por el Terremoto de Limón pueden ser atribuidas a los siguientes factores:

- a) la implementación de un código sísmico moderno en 1974, mucho antes de que ocurriera un evento sísmico destructivo,
- b) la prohibición a nivel nacional de la construcción con adobe desde 1910,
- c) la sustitución gradual en los años 30 de los tipos tradicionales de construcción, como el bahareque y la mampostería sin refuerzo, por mampostería reforzada y concreto reforzado,
- d) los programas de refuerzo de obras esenciales y edificios públicos y
- e) una buena relación arquitecto-ingeniero en la práctica profesional de Costa Rica (Sauter, 1993; Sauter, 1991b).

REFERENCIAS

- EERI, Earthquake Spectra, 1991: The Costa Rica Earthquake of April 22, 1991 Reconnaissance Report, Supplement B to Volume 7, October 1991
- EQE Engineering, 1991: Preliminary report on the April 22, 1991, Valle de la Estrella, Costa Rica earthquake: EQE Engineering Report, San Francisco, California.
- Lobo, W. & Uzcategui, I. 1991: Daños ocurridos y experiencias adquiridas en el sismo de Costa Rica del 22-04-1991. - Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
- Mitchell, D. & Tinawi, R., 1991: Structural damage due to the April 22, 1991 Costa Rica earthquake. - Paper

- submitted for review to the Canadian J. Civil Engineering.
- Sauter, F., 1993: Consequences of a strong seismic activity in Costa Rica. - Proceedings U.S.-Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991, Effects on Soils and Structures, Earthquake Engineering Research Institute, Publication No93-A, Oakland, California, January 1993
- Sauter, F., 1992a: Displacement vrs. resistance in seismic bridge design: - VII. International Seminar on Earthquake Prognostics, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, September 1992
- Sauter, F., 1992b: Philosophy and techniques of seismic retrofitting. - Proceedings International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, CENAPRED, Mexico and JICA, Japan, Mexico D.F., May 1992
- Sauter, F., 1991a: Efectos y daños en puentes - Sismo de Limón, Costa Rica del 22 de abril 1991. - Special Publication, CERESIS, Lima, Perú
- Sauter, F., 1991b: Consequences of a strong seismic activity in Costa Rica. - Proceedings VI. Seminar on Earthquake Prognosis, Berlin, Federal Republic of Germany, June 1991
- Sauter, F., 1991c: Critical review of current seismic codes. - Proceedings VI. Seminar on Earthquake Prognosis, Berlin, Federal Republic of Germany, June 1991
- Sauter, F., 1989a: Estructuras prefabricadas en regiones sísmicas. - Seminario de Diseño Sismorresistente de Estructuras de Hormigón Armado, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid, España.
- Sauter, F., 1989b: Fundamentos de ingeniería sísmica - Parte I: Introducción a la sismología. - Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Sauter, F., 1987, The San Salvador earthquake of October 10, 1986: structural aspects of damage. - Earthquake Spectra, 3(3), El Cerrito, California.
- Sauter, F., 1986: Precast concrete bridges in seismic regions. - Proceedings III. U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, South Carolina, EERI, El Cerrito, California.
- Sauter, F., 1984a: Consideraciones de diseño sísmico de puentes. - Memorias IV. Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela.
- Sauter, F., 1984b: Earthquake resistant design criteria for precast concrete structures. - Proceedings VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.