

FALLAS DE JUNTAS DE HORMIGONADO Y DE ANCLAJES Y EMPALMES DE ARMADURAS: TERREMOTOS DE CHILE DE 1958 Y 1960*

Atilano LAMANA**

RESUMEN

De los efectos producidos por los terremotos del Cajón del Maipo de julio - agosto 1958 y del Sur de Chile de mayo 1960, se estudian únicamente los daños en hormigón armado debidos a fallas de continuidad en el hormigón (juntas), en el acero (empalmes) o de ligazón entre ambos (principalmente anclajes). Se presentan ejemplos de dichas fallas, las cuales, si bien son atribuibles por lo general a incumplimiento de las normas, indican no obstante que es necesario revisar algunas prescripciones. De los daños estudiados, los más frecuentes fueron en juntas de hormigonado, en empalmes agrupados en una misma zona, y en anclajes en conexiones terminales de vigas o cadenas.

INTRODUCCION

Los materiales de construcción se utilizan en forma de piezas, las cuales se unen entre sí por diferentes medios. Son piezas, por ejemplo, los ladrillos, bloques, sillares, perfiles metálicos, maderas de diferentes escuadrías y largos: es decir, los cuerpos materiales destinados a formar parte de una construcción. Las uniones entre piezas son, por citar algunas, las juntas de mortero en la albañilería; los roblones, tornillos, soldaduras, en el acero; los ensambles, clavos, pernos, adhesivos, en la madera.

El hormigón armado se supone monolítico. Se confía en que existe continuidad en los dos materiales que lo integran: en el hormigón y en el acero. Sin embargo, al construir, se producen discontinuidades, que se resuelven por me-

*Este trabajo fue presentado en las Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, julio 1963. El autor lo ha revisado en general y lo ha ampliado en algunos puntos.

**Ingeniero del IDIEM. Jefe de la Sección de Investigación de Hormigones.

dio de uniones: Las interrupciones de la faena obligan a colocar un hormigón fresco sobre otro ya endurecido, lo que forma juntas de hormigonado. Las barras de acero, tal como se emplean, son en ciertos casos más cortas que lo necesario, y hay que prolongarlas por medio de empalmes. Además, es esencial la unión del hormigón con las armaduras: de las que hemos de considerar, como partes más críticas, los extremos de las barras y sus cambios de dirección, esto es, los anclajes y las curvas.

Por consiguiente, en las construcciones de hormigón armado existen piezas, que son las barras de acero y los tramos hormigonados sin interrupción*. Y hay que distinguir las siguientes uniones: hormigón con hormigón (juntas), acero con acero (empalmes) y hormigón con acero (principalmente, anclajes y curvas). Incluso en los empalmes — puesto que suelen realizarse por traslapeo — el medio de unión es el hormigón mismo; con él colaboran las armaduras transversales, sean las barras que cosen a las juntas, sean los estribos en empalmes y anclajes o los que se oponen en las curvas al esfuerzo radial.

A las partes de la estructura tales como vigas, pilares, muros, losas, etc., las llamaremos elementos; los cuales se encuentran enlazados entre sí por medio de conexiones. Hay, pues, diferencia tanto entre pieza y elemento como entre unión y conexión; si bien en algunos casos coinciden. Así, por ejemplo, una sola pieza de madera puede constituir una viga; pero también hay elementos que están formados por varias y aun por numerosas piezas, como ocurre en los muros de ladrillo. En una conexión de pilares y vigas de hormigón armado existirán uniones si se ha interrumpido el hormigonado al llegar al nudo o si hay anclajes que se han alojado en él; pero, en caso contrario, no habrá uniones en esa conexión.

En la construcción antisísmica, así como se pretende que las conexiones permitan la necesaria trabazón entre los elementos de la estructura, así también debe procurarse que sean efectivas las uniones entre piezas, correspondan o no a dichas conexiones.

Lo vulnerable de las uniones, al no estar bien realizadas, quedó patente en los últimos terremotos de Chile, en los que se manifestaron fallas de ese tipo, en diversos materiales. Damos a continuación dos ejemplos:

En la Fig. 1 se muestran dos diagonales de arriostramiento de un marco metálico, pertenecientes a un edificio de la Universidad de Concepción. Esos elementos, que eran tubulares, de sección cuadrada, constaban de tres piezas,

*También serían piezas, tal como las hemos definido, los granos de los áridos; pero no son piezas de hormigón, sino de sus constituyentes; de modo que sus uniones con la pasta de cemento pertenecen más propiamente a la tecnología de la fabricación del material que a la tecnología de la obra.

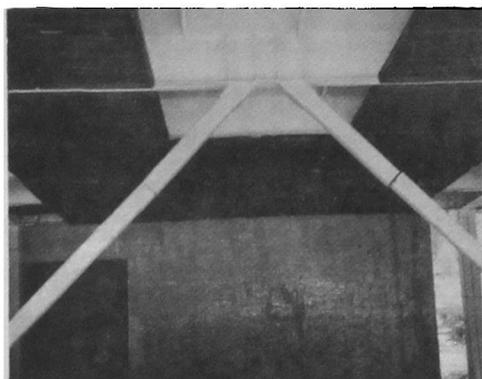


Fig. 1. Rotura de uniones soldadas, en las diagonales de un marco metálico. Universidad de Concepción.

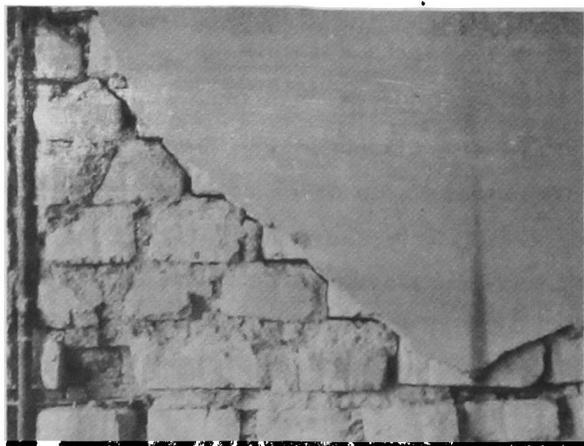


Fig. 2. Detalle de soldadura fallada en otro marco del edificio de Fig. 1

soldadas a tope. Puede observarse la rotura de las uniones; y, con más claridad, en la Fig. 2, que corresponde a otro marco del mismo edificio. Esas fallas fueron debidas a un defecto de ejecución, como era evidente por la escasa penetración que tenían las soldaduras. En otros marcos fallaron las soldaduras de conexión de la diagonal con el marco, ya con la viga, ya con los pilares*.

La Fig. 3 presenta la rotura de un muro de ladrillo. Pertenecía éste a un edificio de hormigón armado, el Seminario de Puerto Montt**. El muro era de ladrillo macizo, con aparejo de cabeza (a tizón). La grieta tiene orientación diagonal; pero su forma es escalonada, siguiendo las superficies de contacto de las juntas con los ladrillos, lo que denota mala adherencia. El mortero empleado era un material deleznable, de muy baja calidad***.

Fig. 3. Grieta diagonal escalonada en un muro de ladrillo. Seminario de Puerto Montt.



*Si se desea información sobre el comportamiento de este edificio, consúltense las referencias 1, 2, 3.

**K.V. Steinbrugge y R. Flores⁴ han descrito los daños generales de este edificio.

***La grieta en sus tramos horizontales, está precisamente en la unión del mortero con el ladrillo superior, y no con el inferior a la junta. Esa disposición de la grieta, que comprobamos en otros muros del

En los ejemplos, citados, el haber ocurrido la rotura de las uniones indica, ante todo, que éstas tenían una resistencia insuficiente para las sollicitaciones que recibieron. Pero además, cualquiera que haya sido el valor de las sollicitaciones, se infiere que la resistencia de la unión fue menor que la de las piezas: esto es, las soldaduras fueron más débiles que las piezas de acero, y las uniones dadas por las juntas, más débiles que los ladrillos. Cabe la duda de si podrá decirse esto mismo cuando la unión esté situada en la zona y dirección de las sollicitaciones máximas. Pero aun entonces será posible inferirlo si la rotura — como en los ejemplos anteriores — es neta siguiendo la superficie de unión. Porque es extremadamente improbable que la rotura se produzca exactamente según una superficie predeterminada, a no ser que ésta sea de menor resistencia.

En algunos casos, es posible que los elementos hubieran sufrido daños, aun sin haber fallado las uniones; pero comparados con ellos, los daños producidos cuando hay fallas de unión pueden tener las siguientes diferencias:

- 1.- La forma del agrietamiento o rotura del elemento sigue la posición de la unión. Por ejemplo, en la diagonal de acero o en la grieta escalonada del del muro de ladrillo.
- 2.- El tipo de rotura del elemento es el propio de la unión. Así, en la diagonal de acero la rotura fue frágil por la fragilidad que tuvo la soldadura.
- 3.- El elemento alcanza el estado límite de agrietamiento o rotura para sollicitaciones menores que las que habría podido soportar; es decir, no se aprovecha la capacidad resistente de las piezas. Así ocurrió en las roturas de la diagonal y del muro.

Conforme a lo que acabamos de decir en general, trataremos en adelante en particular de las fallas de uniones en el hormigón armado en los terremotos del Cajón del Maipo de 28 de agosto y 4 de septiembre de 1958, y del Sur de Chile de 21 y 22 de mayo de 1960.

Los terremotos actuaron sobre un gran número de construcciones, las cuales habían sido realizadas con ciertas normas, proyectos, materiales y calidad

mismo edificio, puede tal vez atribuirse a lo siguiente:

Cuando el albañil está levantando un muro, cada vez que ha formado una hilada, extiende a lo largo de ella un tendel de mortero y después comienza a asentar sobre ese lecho los ladrillos de la hilada superior. Hay, pues, un intervalo entre los momentos en que los dos ladrillos, el inferior y el superior, se ponen en contacto con la junta. El mortero pierde entonces plasticidad, cualidad que es decisiva para la adherencia⁵. Esta pérdida será tanto más grande cuanto mayor sea ese intervalo de tiempo y cuanto más seco se encuentre el ladrillo inferior al colocarlo; y lo estará si no se ha mojado convenientemente.

de ejecución, que tenían características propias del país y aun de zonas dentro de él. Esas construcciones quedaron sometidas por los terremotos a una prueba, de la cual queremos adquirir una experiencia sobre el punto que nos hemos señalado. Para ello, toda rotura de unión tiene interés, por el mero hecho de haber ocurrido, cualquiera que haya sido su causa: no sólo como verificación de las normas, sino también del grado en que éstas se cumplieron, pues de lo que hayan influido ambos factores se deducirá donde debe ponerse remedio para evitar que los mismos daños se repitan en nuevas construcciones.

Este análisis se hace posible por el examen de las fallas y por eso son casos de falla todos los que presentamos. Estos no dan de por sí un juicio sobre la calidad de la construcción; para ello sería necesario hacer un estudio estadístico de la frecuencia de las fallas en el total de lo construído. Los ejemplos que ofrecemos no son índices de calidad, sino casos específicos, los que nos parecen más claros o representativos para nuestro propósito: que es mostrar las causas y consecuencias que tuvieron las uniones débiles, para así contribuir a evitar las fallas de este tipo.

Las conclusiones obtenidas en este trabajo sirvieron al autor para proponer, a pedido de los señores Arturo Arias y Raúl Husid, las recomendaciones sobre disposiciones constructivas del hormigón armado que fueron incluídas en el Anexo del Proyecto de norma de cálculo antisísmico de edificios⁵.

JUNTAS DE HORMIGONADO

Se forman al reanudar el hormigonado después de una interrupción que haya permitido el endurecimiento del hormigón colocado previamente. Tales interrupciones se producen por la limitación de la jornada de trabajo, por la programación del avance de la obra en diferentes faenas sucesivas o por causas accidentales.

En los terremotos hubo muchos casos de fallas de juntas en muros y en pilares, de los que presentamos a continuación algunos ejemplos:

Muros de gran altura

Incluimos aquí silos, estanques elevados y chimeneas.

En las Figs. 4, 5 y 6 se muestra el caso de un silo de la planta de la Compañía Minera Merceditas, en El Volcán. Era de hormigón armado, de unos 10,25 m de altura total (incluyendo soportes), y 5,30 m de diámetro exterior.

Su fondo era una losa plana, situada a 2,75 m del suelo; el recipiente tenía unos 7,50 m de altura y pared cilíndrica de 12 cm de espesor. Se apoyaba en una viga circular sobre 4 soportes de sección T. La alimentación del silo se hacía por un transportador inclinado, cuyo extremo superior descansaba en la losa de cubierta (Fig. 4).

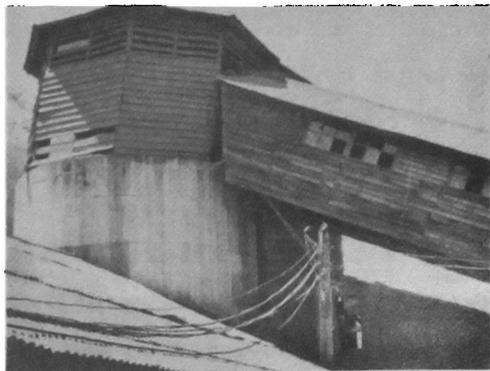


Fig. 4. Silo de Compañía Minera Merceditas. El Volcán

A consecuencia del terremoto (4 de septiembre de 1958), se cortó el silo en una junta de hormigonado que existía al nivel de la losa de fondo, en el arranque de la pared del recipiente. El cilindro superior se corrió con respecto a la parte inferior del silo: el desplazamiento resultante (distancia entre centros) fue de 15 cm, de manera que sobrepasó al espesor de la pared (Fig. 5). Además, el cilindro quedó girado 24 cm alrededor de su eje (Véase Fig. 6: en esa parte, el giro aparente es de 36 cm, pero está afectado por el desplazamiento). Hay que añadir que el cilindro resultó con un desplome de 3,5 cm/m. En la junta se cortaron todas las barras verticales que la atravesaban, que eran de 9 mm, colocadas en una sola malla, en el centro de la pared; en la zona en que pudimos observarlas, la separación media entre barras era de 40 cm, si bien estaban dispuestas muy irregularmente. En la parte superior del silo se cortaron a cizalle los pernos (6 de $\frac{5}{8}$ "') que fijaban el transportador a la losa de cubierta. El silo se encontraban vacío en el momento del terremoto.

Otro caso (Figs. 7 y 8) se presentó en la planta de yeso de la Compañía Industrial El Volcán, en este mismo pueblo. Había en ella dos silos cilíndricos de hormigón armado, con una generatriz común, solidarios entre sí; sus dimensiones eran 15,50 m de altura y 4,80 m de diámetro exterior. Estaban llenos de yeso cuando sobrevino el terremoto. Este produjo una grieta muy marcada, a todo lo largo de una junta que ocupaba una sección horizontal de ambos silos, a 5,50 m de altura del suelo*.

Las Figs. 9, 10 y 11 son del estanque elevado del Liceo de Niñas de Osorno⁸. Constaba de un manto ligeramente troncocónico que sostenía a una cuba de 22 m³, coronada por un mirador; la altura total del conjunto era de 21 m so-

* Para más información, consúltase referencia ⁷.



Fig. 5. Desplazamiento en la junta de hormigonado del fondo del silo de Fig. 4.

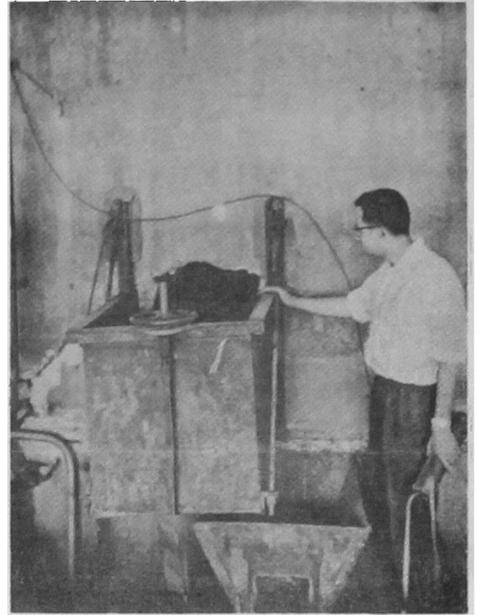


Fig. 6. La separación horizontal entre las dos partes de la tolva indica que hubo desplazamiento y rotación del silo sobre la junta.

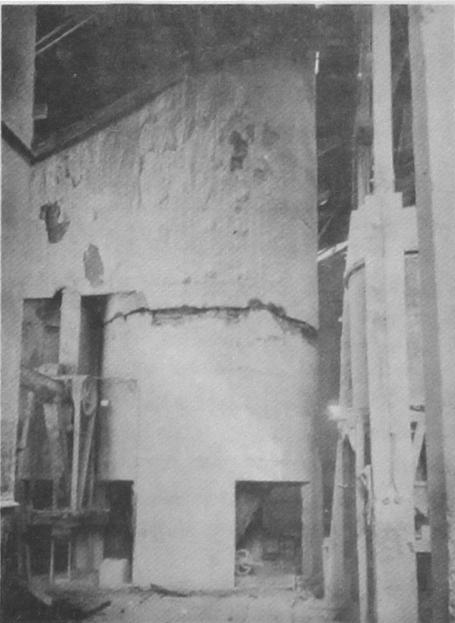


Fig. 7. Junta de hormigonado fallada. Silo de la planta de yeso de El Volcán.

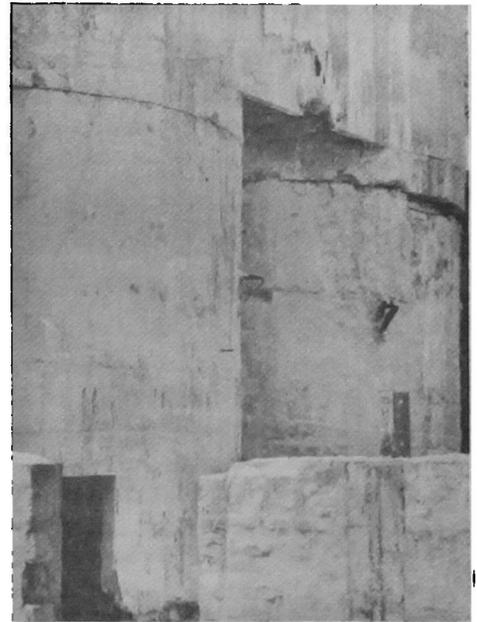


Fig. 8. El silo de Fig. 7 y su compañero. Fotografía tomada después de haber desmantelado la planta.



Fig. 9. Estanque elevado. Liceo de Niñas. Osomo.

Fig. 10. Junta fallada en el estanque de Fig. 9.

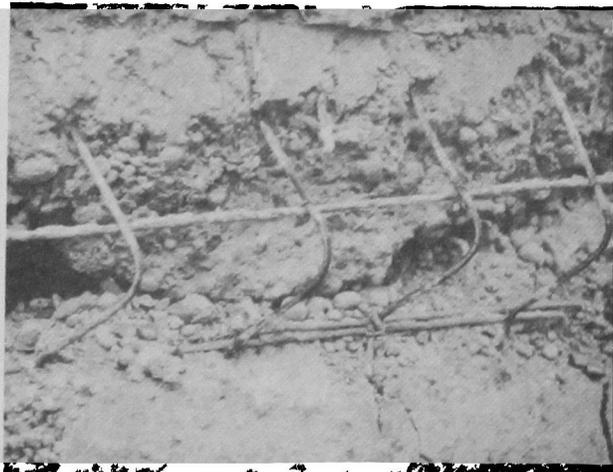
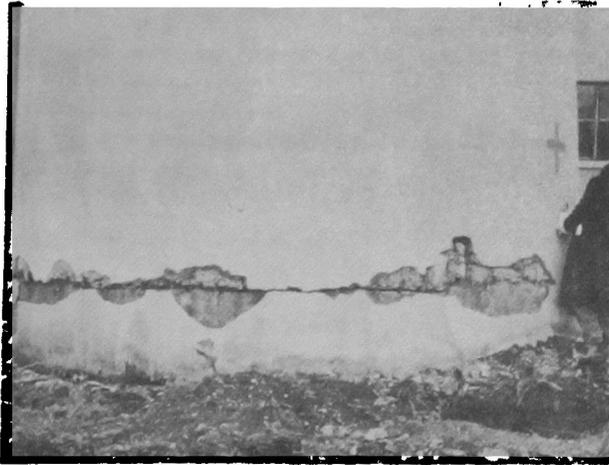


Fig. 11. Detalle de daños en la parte opuesta a Fig. 10.



Fig. 12. Parte inferior de uno de los muros radiales (aleta 8) del estanque elevado Bueras de Valdivia. Falla de juntas de hormigonado y de empalmes de barras.

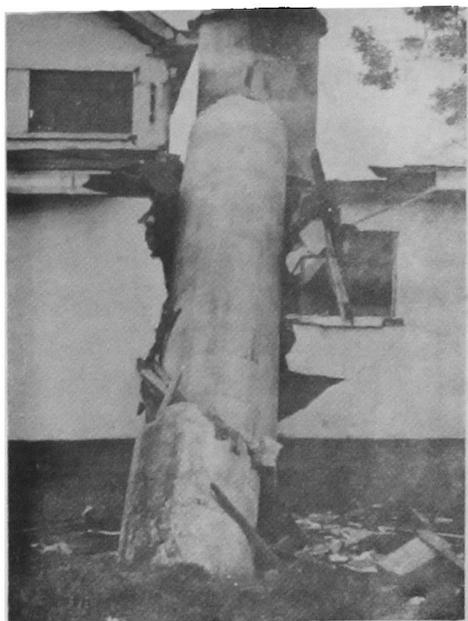


Fig. 13. Chimenea de hormigón armado. La rotura se produjo al nivel de una junta. Planta lechera Cayu-mapu.

bre el nivel del suelo. En la parte inferior había una cuba semienterrada de 46 m³, cuya cubierta constituía una losa interior al manto. Fue justamente a la altura de esa losa, a 0,55 m del suelo, donde se produjo una ancha grieta perimetral, en una junta que correspondía a la interrupción del hormigonado después de haber terminado la losa y antes de iniciar el manto soportante. Al nivel de la junta, el manto tenía 5,20 m de diámetro exterior y 20 cm de espesor, e iba armado con doble malla cuyas barras verticales eran de 8 mm a 20 cm. En la zona de la Fig.10 se cortó a tracción alguna barra; en la zona opuesta se produjo rotura del hormigón por compresión, y quedaron pandeadas las barras verticales. El estanque resultó con un desplome, en su eje, de 2,5 cm/m. La cuba superior se hallaba con agua en el momento del terremoto.

En la Fig. 12 se muestra la parte inferior de uno de los muros de soporte del estanque elevado Bueras de Valdivia. Su anchura es 4,65 m y su espesor 30 cm; está armado con dos mallas, cada una de ellas con barras verticales de 8 mm a 25 cm. Las grietas horizontales corresponden a juntas de hormigonado. En el borde exterior existía una armadura vertical de 6 barras de 26 mm, las cuales se habían traslapado en una misma zona, que es la que aparece dañada en ese borde; los empalmes, al ceder, provocaron o ampliaron la falla de la jun-

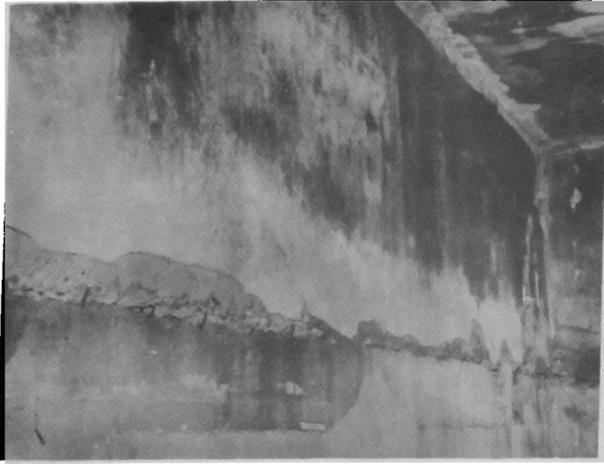


Fig. 14. Junta de hormigonado en un muro. Corresponde al nivel superior de una losa que lo encuentra por detrás. Hospital Regional de Valdivia. 8º piso.

Fig. 15. La grieta horizontal acusa una junta de hormigonado correspondiente a una losa posterior. Terraza del Hospital Regional de Valdivia.

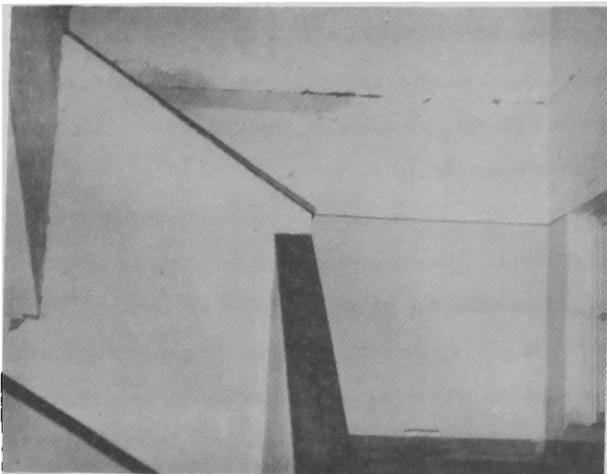
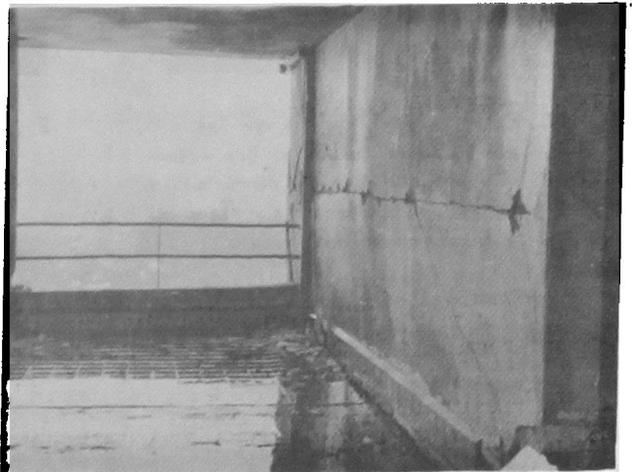


Fig. 16. Junta de hormigonado en muro. Caja de escaleras. Hospital Regional de Valdivia.

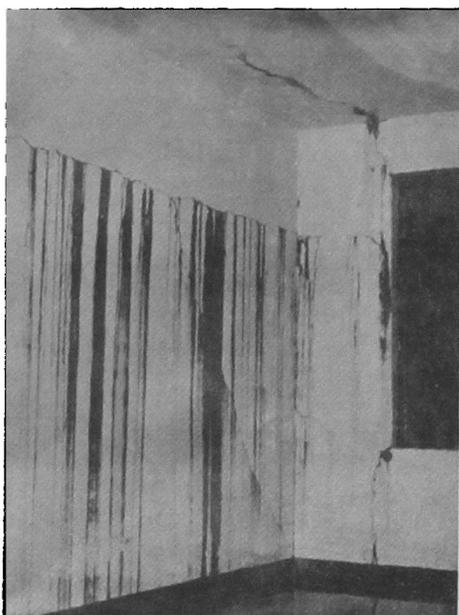


Fig. 17. Junta dañada en un muro. Las manchas verticales se deben a escurrimiento de agua de lluvia. Hospital Traumatológico de Valdivia.

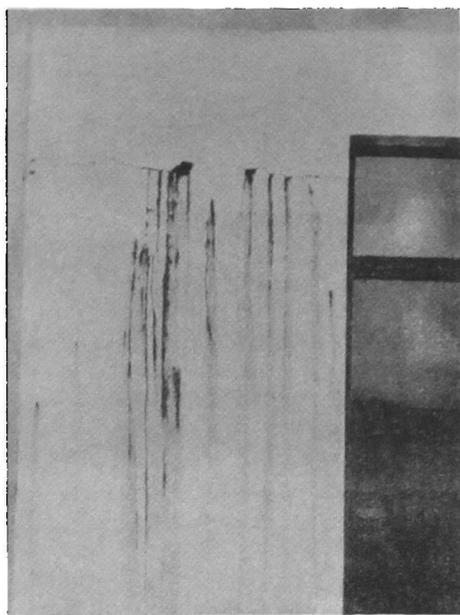


Fig. 18. Junta de hormigonado. Hospital Traumatológico de Valdivia.

ta situada debajo de ellos. Algo parecido sucedió en otras aletas radiales. (Más información sobre este caso se da en el capítulo dedicado a empalmes).

Otro ejemplo (Fig. 13) es el volcamiento de una chimenea de hormigón armado, fracturada netamente al nivel de una junta. Pertenece a la planta lechera Cayumapu, cerca de Valdivia.

Muros de edificios

Las Figs. 14, 15 y 16 son del Hospital Regional de Valdivia y presentan fallas de juntas en conexiones de muro con losa. En los tres ejemplos, la losa encuentra al muro por una sola cara, que es la posterior a la que se ha fotografiado, lo cual permite la mejor observación de las fallas. En la junta de la Fig. 14, su mala ejecución era evidente, pues había quedado en la superficie una capa de lechada de 2 cm de espesor.

En el edificio principal existían tres cajas de escalera, en cuyos muros se produjeron agrietamientos de las juntas de hormigonado situadas al nivel de las losas de diferentes pisos: un ejemplo se da en la Fig. 16, que corresponde a la caja del lado oriente. Más grandes fueron los daños en las juntas de la escalera central, que recibió choques del cuerpo sur; en la escalera poniente las fallas fueron menores que en la oriente, lo que está de acuerdo con la

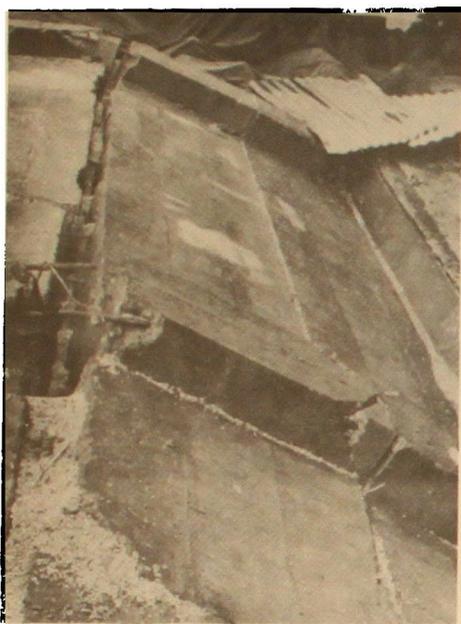


Fig. 19. Muro volcado perteneciente a un galpón en Gorbea. La fractura revela la debilidad de la junta

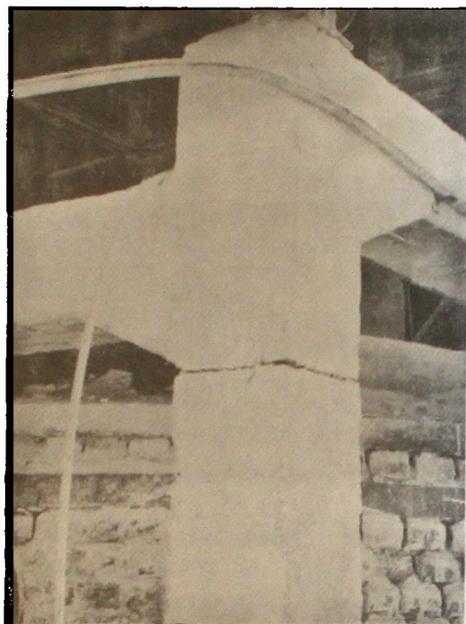


Fig. 20. Junta de hormigonado entre pilar y viga. Planta de yeso de El Volcán.

diferencia que se manifestó entre los daños generales en ambas alas del edificio.

También hubo fallas de juntas en el Hospital Traumatológico de Valdivia, de las cuales damos dos ejemplos (Figs. 17 y 18). Otras juntas de este edificio sufrieron aún mayores daños; pero en los casos que se muestran, que son de muros de fachada, las grietas fueron lo bastante grandes como para permitir el paso del agua de lluvia.

El caso de la Fig. 19 pertenece a un galpón de trigo de Gorbea, construcción al parecer relativamente antigua, que tenía muros de hormigón débilmente armado. Sufrió colapso total. Los muros, al volcarse, se fracturaron a lo largo de sucesivas juntas horizontales, correspondientes a otras tantas interrupciones en el hormigonado. Aunque las juntas no fueran decisivas en el colapso, su debilidad era manifiesta por el aspecto de las roturas. Otro caso, muy parecido a éste, se produjo en un galpón industrial en la isla Teja, Valdivia.

Pilares

En la parte superior de los pilares, en su conexión con las vigas, era frecuente encontrar fallas de juntas de hormigonado. Por lo general, el daño no pasaba de ser una grieta de mayor o menor anchura, pero lo suficiente como

para que exigiera reparación. Un ejemplo, entre los muchos que ocurrieron, es el de la Fig. 20.

COMENTARIO SOBRE JUNTAS DE HORMIGONADO

La presencia de juntas defectuosas hace, en primer lugar, que disminuya el coeficiente de seguridad a la fisuración. Si las grietas alcanzan una cierta anchura, ya constituyen un daño que debe repararse, por el peligro de corrosión de las armaduras. Una vez que la grieta se ha producido, se tienen dos piezas de hormigón, unidas solamente por una costura de acero, de la que dependen la resistencia y las deformaciones de la junta.

La abundancia de fallas producidas por los terremotos en juntas de hormigonado indica la necesidad de un mayor cuidado y vigilancia en la ejecución. Hay que considerar que, bajo las sollicitaciones habituales, las juntas horizontales en soportes suelen trabajar a compresión vertical, que es la sollicitación menos desfavorable; pero en el terremoto sufren esfuerzos de flexión y de corte, por lo que son mucho más críticas. Por eso debe exigirse en la construcción antisísmica un cuidado extraordinario en la ejecución de las juntas.

En algunas juntas falladas existían francos defectos de ejecución, tales como abundante lechada superficial, suciedad o aserrín interpuestos, o bien segregación en el hormigón colocado sobre la junta. Pero en otras fallas, el aspecto de las juntas no revelaba defectos tan evidentes y más bien correspondía a lo que habitualmente se hace en la práctica de la construcción.

Pero la importancia que cobra la tecnología de las juntas en la construcción antisísmica, se ha emprendido en el IDIEM un estudio experimental en el que se ensayaron a cizalle juntas de hormigón simple preparadas por diversos procedimientos*. Empleando chorro de arena se logró una resistencia del orden del 90% de la que se tuvo en hormigón monolítico; pero hay que advertir que ese procedimiento no suele emplearse en obras corrientes. La junta sobre superficie natural, es decir, sin ningún tratamiento, sólo dio una resistencia de $\frac{1}{3}$ del hormigón monolítico; y en obra todavía pueden esperarse resistencias menores, ya que en las probetas de laboratorio no había exceso de lechada, las juntas estaban limpias y el hormigón superior no segregado. Con diferentes procedimientos para dar rugosidad a la superficie mejoró la calidad de las juntas; así, con picado, que es lo recomendado por INDITECNOR (11), la re

*Experiencias de Claudio Foncea y Hernán Levy¹⁰ dirigidas por el autor del presente trabajo. Se ensayaron 11 tratamientos y en cada uno de ellos 16 probetas.

sistencia obtenida fue del orden de la mitad del hormigón monolítico. El humedecimiento de la superficie de la junta antes de colocar el nuevo hormigón no mejoró las resistencias de las juntas ensayadas*. Tampoco, la colocación de una capa de mortero o pasta de cemento: si bien es posible que sea efectiva en la obra, compensando la segregación.

De las observaciones de daños en juntas y de los resultados experimentales que acaban de citarse se deduce que, a menos que se empleen procedimientos especiales en la ejecución de las juntas, no debe confiarse en su resistencia, y por lo tanto hay que contar con la existencia de juntas débiles para los efectos del cálculo. Esto obliga a especificar la posición de las juntas y a disponer en ellas armadura de refuerzo, si se calcula que es necesaria.

ANCLAJES

Las barras de armaduras colocadas en el hormigón toman fuerzas que difieren de un punto a otro de una misma barra, de acuerdo con la distribución de las solicitaciones a lo largo del elemento y según su estado de agrietamiento. Esas diferencias de fuerzas entre dos secciones cualesquiera de una barra pueden existir gracias a que son equilibradas por reacciones del hormigón inmediato: las diferencias de intensidad se equilibran por adherencia, y las diferencias de dirección, en las curvas de las barras, por reacciones radiales.

Si una de las dos secciones consideradas en el extremo de una barra, la fuerza existente en otra sección cualquiera tendrá que ser absorbida en el tramo entre ambas, que es la longitud de anclaje. Por lo tanto, será crítico el anclaje cuando existan tensiones grandes en la barra cerca de sus extremos. Ahora bien, como en el terremoto son fuertemente solicitadas las conexiones de elementos, conviene analizar el anclaje de las barras en esos puntos. De esas conexiones, vamos a distinguir cruces y encuentros. Se tiene un cruce cuando un elemento prosigue al otro lado de la conexión: así, hay un cruce de viga sobre pilar en un apoyo intermedio, y un cruce de pilar cuando éste continúa de un piso al superior. El encuentro se produce cuando el elemento no prosigue más allá de la conexión: por ejemplo, en los terminales de vigas, y en el tope

*Las juntas preparadas sobre superficies húmedas dieron en general resistencias algo inferiores a las juntas sobre superficie seca. Este resultado ya había sido obtenido por Waters (12) y Felt (13). Sin embargo, diferentes normas, entre ellas INDITECNOR (11), recomiendan mojar la superficie de la junta antes de colocar el hormigón. No obstante, hay que considerar que el lavado con chorro de agua suele ser el medio más asequible en las obras para limpiar las juntas, en cuyo caso debe emplearse aunque deje la superficie húmeda para el hormigonado.

de pilares o muros de último piso. Con respecto a los cruces, el anclaje no es difícil, pues la longitud necesaria se puede conseguir pasando las barras al otro lado de la conexión: así se hace en elementos horizontales; pero en elementos verticales la disposición no es la misma, ya que, como se hormigona el tramo inferior hasta la conexión, solamente es cruzado por las barras inferiores, de modo que el anclaje de las barras superiores se resuelve por empalme. En cuanto a los encuentros, suele haber dificultades de espacio para la longitud de anclaje necesaria; pero no solamente ocurre esto, pues mientras que en los cruces las barras se pasan efectivamente al tramo contiguo porque son necesarias para resistir tensiones en él (por ejemplo en la armadura superior de vigas), la longitud que las barras penetran en el encuentro es debida sólo a razones de anclaje y por ello es más corriente que se descuide.

A consecuencia de los terremotos hubo roturas de anclajes, lo que ocurrió principalmente en encuentros de elementos estructurales.

Conviene indicar que en las obras examinadas se habían empleado únicamente barras lisas, con límite de fluencia mínimo de 24 kg/mm^2 , (acero A 37-24 H)⁴⁴. Para esas barras, las normas actuales de hormigón armado¹⁵, en vigor desde junio de 1957, exigen las siguientes longitudes de anclaje:

Resistencia del hormigón	120	160	180	225	300	kg/cm ²
Longitud de anclaje	52	48	44	38	30	diámetros

Las longitudes indicadas corresponden al tramo recto del anclaje; a éste debe seguir el gancho, que en barras lisas es obligatorio. (Se han deducido esas longitudes empleando, para el hormigón y el acero, las tensiones admisibles que la norma permite cuando se considera acción sísmica. Las resistencias del hormigón son cúbicas, mínimas, a 28 días).

A continuación presentamos algunos ejemplos de rotura de anclajes.

Encuentros de viga con pilar

Mostramos diversos ejemplos en las Figs. 23 a 29.

En el caso de la Escuela de Purranque⁸ (Figs. 23 a 26), sobrevino el colapso de las vigas al fallar sus anclajes, y esto a causa de la poca penetración que tenían las barras en el pilar, como se ve en las Figs. 24 y 25 (9 diámetros). También hubo colapso en la Fig. 27, con vuelco del muro perpendicular a la viga.

Otros casos pueden verse en la Fig. 28 (Molino Schott de Río Negro¹²), que es la rotura de un empotramiento con anclajes de sólo 10 diámetros, y en la Fig. 29, en la que se trata del apoyo terminal de una viga (Municipalidad de Purranque⁸).

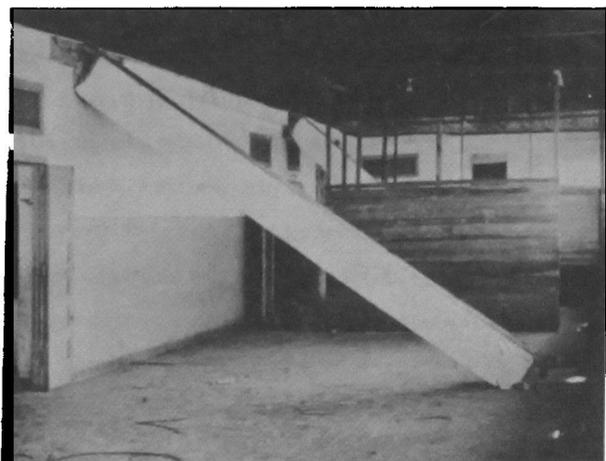


Fig. 21. Colapso de viga por defecto de anclaje. Escuela de Purranque.



Fig. 22. Detalle del extremo de la viga de Fig. 21.

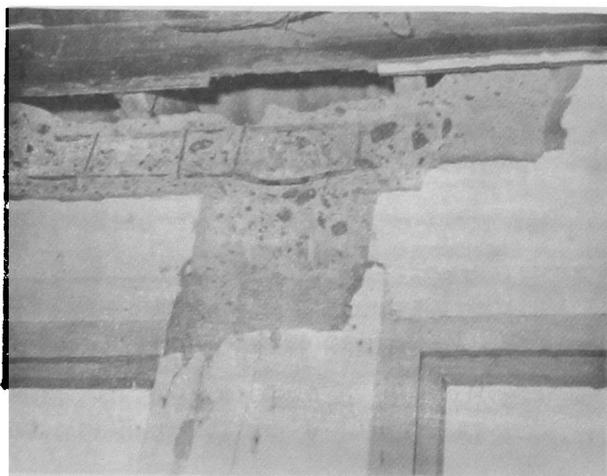


Fig. 23. Punto de donde se desprendió la viga de Figs. 21 y 22.

Fig. 24. Colapso de viga por defecto de anclaje. Escuela de Purranque.

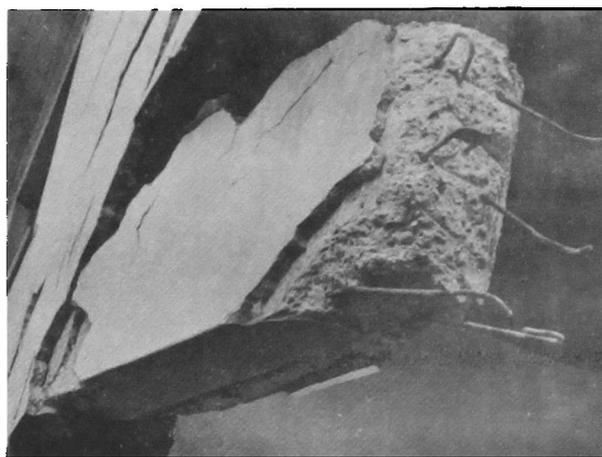


Fig. 25. Rotura de anclaje en extremo de viga. Casa en calle Picarte, Valdivia.

Fig. 26. Falla de anclaje en extremo de viga. Molino Schott. Río Negro.

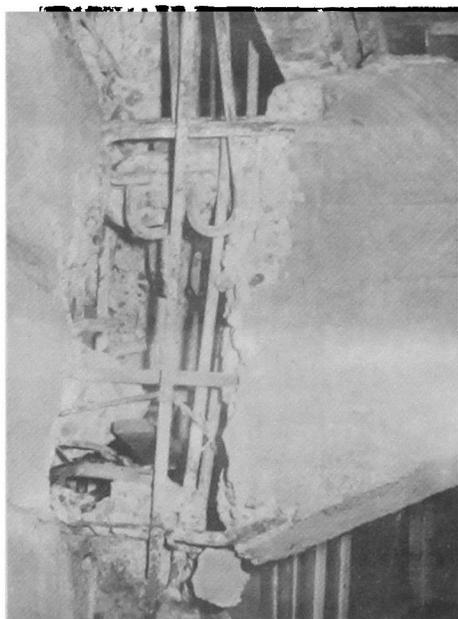


Fig. 27. Rotura de anclaje en apoyo terminal de viga. Municipalidad de Purranque.

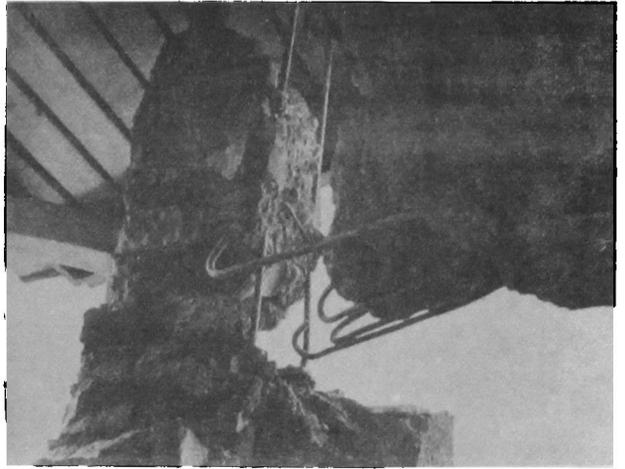


Fig. 28. Conexión de dos cadenas y pilar en esquina. Casa de máquinas de Estación de El Volcán.

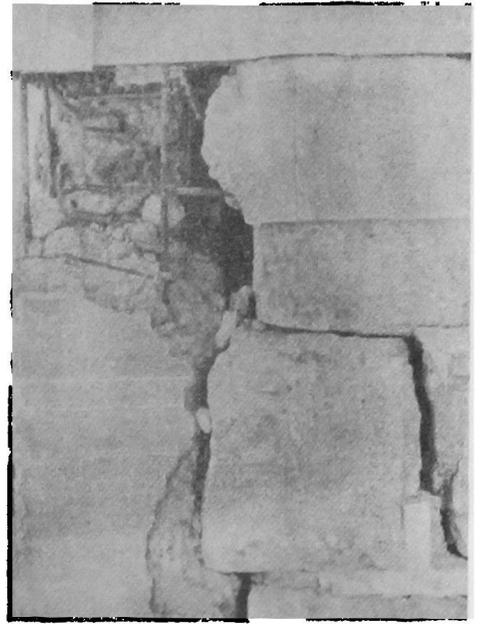
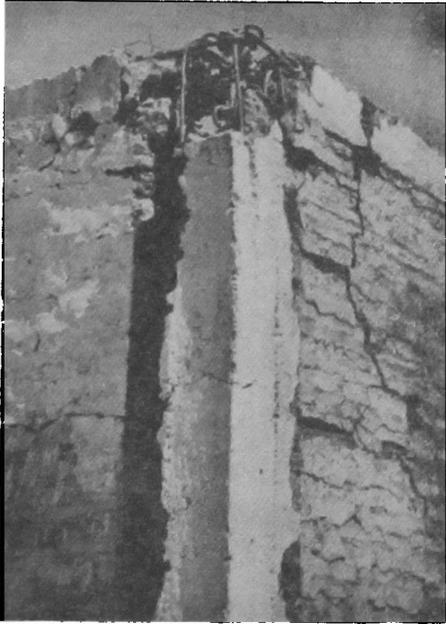


Fig. 29. Rotura de la conexión en esquina de cadenas y pilar. Casa de Las Melosas.



Fig. 30. Conexión de cadenas y pilar. Galpón de la planta de yeso de El Volcán.

Un anclaje defectuoso, malogra el acero colocado, mermando así la capacidad resistente de la viga. Hay casos en que la rotura podría haber ocurrido de todas maneras; pero hubiera sido para una sollicitación mayor. Por otra parte, al desunirse del hormigón las barras, puede producirse un desequilibrio con el colapso de la viga o el soporte: y es en el colapso donde está la posibilidad de víctimas.

Encuentros de cadenas en esquina

Los defectos de anclaje son críticos en los encuentros de cadenas y pilar, en las esquinas de las construcciones de albañilería reforzada (Figs. 28 a 31). Por lo general, esos elementos tienen sección de 20 x 20 cm y van armados con 4 barras de 12 mm, que acaban en la esquina. Su conexión (el sólido común) es por consiguiente un cubo de 20 cm de arista en el que penetran 12 barras, con sus ganchos. Ese volumen de hormigón es incapaz de absorber la concentración de esfuerzos que en él pueden producirse. El anclaje de cada barra en ese cubo viene a ser sólo de 13 diámetros, longitud francamente escasa.

Como puede observarse en varios de los ejemplos, el hormigón del nudo queda algunas veces totalmente destruido; entonces resultan las cadenas interrumpidas, los anclajes sueltos, y por tanto no se dispone del enlace de las barras con el hormigón, que podría oponerse al vuelco después que se ha roto la unión de la albañilería con el pilar. Véase la tendencia al vuelco en las Figs. 32 y 33.

Nos hemos referido a lo escaso que es el anclaje de las barras en el nudo, pero de hecho el anclaje disponible puede resultar aún menor que lo que hemos considerado. En efecto, en la conexión pilar-viga o pilar-cadena se forma en algunos casos una grieta diagonal (Figs. 32 y 34), de tal manera que el anclaje de las barras superiores, contado a partir de la grieta, queda muy disminuido, hasta ser prácticamente nulo. Así, en la Fig. 34, obsérvese el exiguo anclaje con que se ha quedado la barra superior del dintel. Esto suele ocurrir cuando se halla próxima una abertura de ventana o puerta, ya que en su ángulo superior nace una grieta diagonal que sigue hasta atravesar el nudo (Figs. 35 y 36).

En los ejemplos que hemos ofrecido, a pesar de lo precario de los anclajes, no puede decirse en principio que en ellos hubiese defectos de ejecución, pues era corriente que estuvieran proyectados de esa manera. Las dimensiones de pilares y cadenas correspondían a lo establecido por la Ordenanza¹⁷, la cual no da otros pormenores de cómo realizar el anclaje de las barras en las esquinas. No obstante, hay que advertir que en algunos casos pudo haber contribuido a los daños la débil unión que el pilar tenía con los muros.



Fig. 31. Conexión de cadenas y pilar. Bodega de Estación de Valdivia.



Fig. 32. Tendencia al vuelco de muro lateral mal arriostrado. Isla Teja, Valdivia.



Fig. 33. Rotura de conexión de esquina e iniciación del vuelco. Avenida Prat, Valdivia.



Fig. 34. Grieta diagonal en conexión de pilar con viga. Municipalidad de Purranque.

Fig. 35. Grieta diagonal que corta a la conexión de la esquina. Galpón de la planta de yeso de El Volcán.

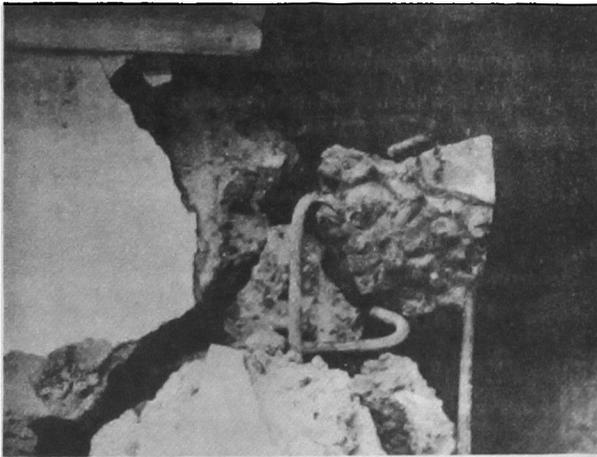


Fig. 36. Grieta diagonal en conexión de pilar con viga. Calle Beaucheff. Valdivia.

La calidad del hormigón de pilares y cadenas no se rige por los valores de la norma de cálculo de hormigón armado, sino por lo establecido en la Ordenanza, la cual especifica una dosis mínima de cemento, que es de 255 kg/m^3 , o de 225 kg/m^3 , según los casos^{17, 18}. Las resistencias características que solían obtenerse, hasta 1960, eran de unos 100 kg/cm^2 a los 28 días¹⁴. Por consiguiente, si se adoptan las indicaciones de la norma de hormigón armado, la longitud de anclaje tendría que ser mayor de 52 diámetros; o bien de 40 diámetros si se ha de seguir lo que la Ordenanza exige para empalmes de barras.

Podría mejorarse la conexión acartelándola⁷, bien en el ángulo entre las dos cadenas, bien en los que forman con el pilar; esto último es fácil de hacer recogiendo previamente la albañilería con el sesgo requerido para dar al hormigón la forma de las cartelas. A nuestro entender, así sería posible el anclaje, ya que las barras quedarían alojadas en los catetos de las cartelas con el largo necesario; la hipotenusa iría armada con barras que se anclarían en las caras exteriores de los elementos, después de doblarse en codos de 135° , tal

como indica la norma INDITECNOR¹⁵. Dichas barras se pondrían, en el muro, a la grieta diagonal que pudiera llegar a la conexión.

De no dejar acartelamientos, conviene que las barras crucen en nudo, es decir, que pasen de una a otra cadena, lo que puede hacerse con la misma armadura o con piezas supletorias (suples en escuadra). Hay que tener entonces la precaución de que ninguna barra doble por la arista interior del pilar, a causa de los esfuerzos radiales, que producirían un empuje hacia el vacío: ese empuje puede contrarrestarse con estribos, pero más vale evitarlo. Por eso, las barras que van por el paramento interior de una cadena tienen que pasar al exterior de la otra¹⁶; o bien puede colocarse un suple de forma tal que rodee a las barras verticales del pilar a manera de estribo, dos de cuyos lados se prolonguen por las caras interiores de ambas cadenas¹⁷. Esta solución se está empleando en Chile en algunas obras. En las zonas traslapadas de las cadenas conviene disminuir la distancia entre estribos.

Fuera de los ejemplos citados, que corresponden a la disposición habitual de la armadura, hubo otros casos en los que además existían patentes defectos de ejecución (Fig. 37 a 40). Así, mostramos dos ejemplos en los cuales la armadura de las cadenas no alcanzaba a la conexión y otro¹⁴, ²⁰ en el que se habían interrumpido las barras del pilar antes de llegar al nivel del nudo.

Para terminar lo relativo a encuentros de cadenas y pilar, mostramos el

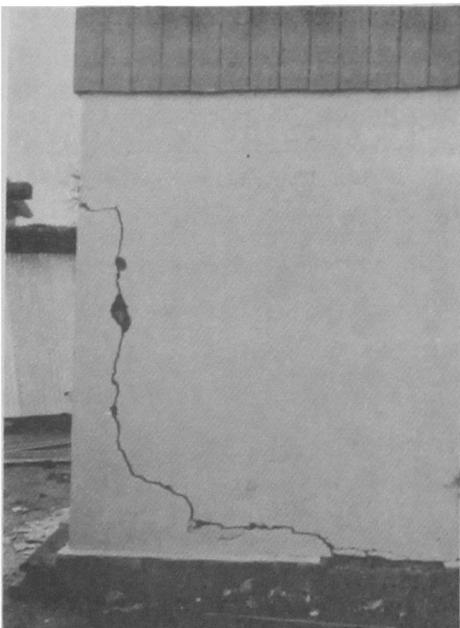


Fig. 37. Grieta en unión de pilar con muro de albañilería. Casa de la Municipalidad de Osorno. (Véase Fig. 38).

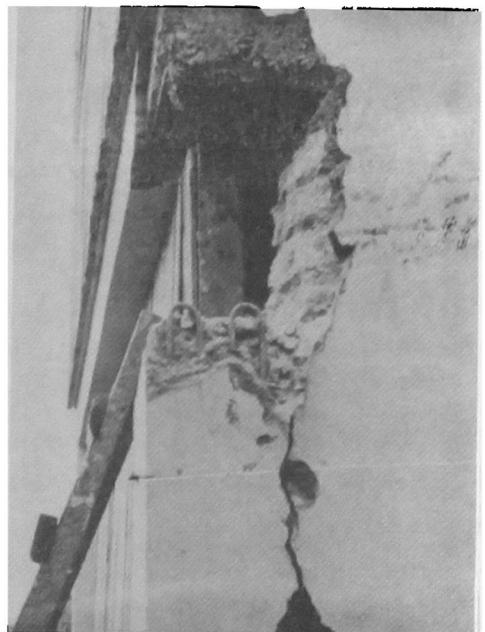


Fig. 38. Detalle de Fig. 37, después de picar el hormigón. La armadura del pilar no llegaba a la cadena.

Fig. 39. Las barras de las cadenas no llegaban a la esquina. Casa de Las Melosas.

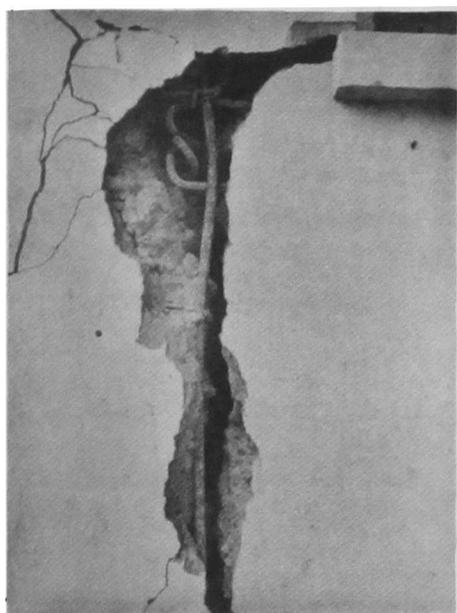


Fig. 40. La armadura de la cadena apenas alcanzaba al pilar. Casa en calle Beaucheff. Valdivia.

Fig. 41. Falla de anclajes. Chimenea de la fábrica de calzados Weiss. Valdivia.



Fig. 42. Hospital Regional de Valdivia. Terraza, extremo oriente. La armadura del muro no penetraba en la losa superior, por lo que una parte del muro se volcó y se produjo la rotura de la losa.



Fig. 43. Trayectoria de caída del muro de Fig. 42.

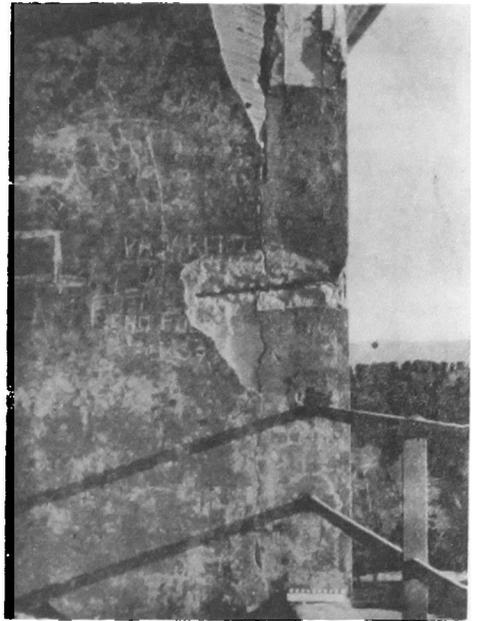


Fig. 44. Falla de anclaje en la esquina de dos muros. Terraza, extremo poniente. Hospital Regional de Valdivia.

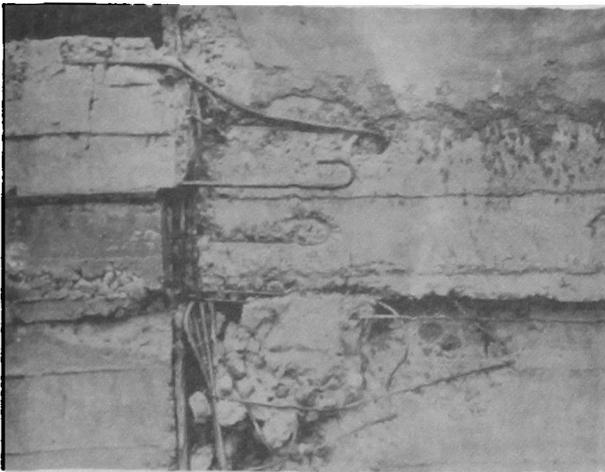


Fig. 45. Rotura de anclajes poco recubiertos. Asentamiento diferencial de fundaciones. Mercado Municipal de Puerto Montt.

caso de la chimenea de la fábrica de calzados Weiss, en Valdivia (Fig. 41) Tanto el fuste como el zócalo eran de albañilería reforzada con pilares y cadenas, y armada con barras horizontales entre hiladas de ladrillo. La chimenea resistió al terremoto excepto en el zócalo, donde fallaron las esquinas por anclaje deficiente de las barras del pilar.

Muros

Una falla de anclaje en el encuentro de muro con losa superior fue causante de daños notables en la terraza del Hospital Regional de Valdivia, caja de escaleras del lado oriente (Fig. 42). Aparte que en la unión existía una junta de hormigonado muy lisa, lo más grave fue que la armadura del muro no penetraba en la losa. Falto de conexión arriba, se volcó hacia el exterior un paño de muro (paralelo a la puerta y situado a plomo sobre la fachada); también se volcó, hacia dentro, una parte del muro transversal (perpendicular a la puerta). La caída de ambos muros ocasionó la rotura de la losa superior según una línea de fractura diagonal que pasa por los bordes de los dos muros que permanecieron en pie. Los muros eran de 35 cm de espesor y estaban armados con doble malla de 6 mm a 30 cm; su altura era de 2,20 m y los paños volcados eran de 2,70 m de longitud. El muro desprendido hacia el exterior (Fig. 43) cayó desde la terraza chocando primero sobre la losa de techo de la galería en voladizo (pisos 5º y 6º), después sobre el cuerpo bajo del edificio y finalmente, una parte del muro, sobre la marquesina de la entrada. (Fuera de lo citado, los daños que aparecen en la Fig. 43 se deben principalmente a esfuerzo de corte vertical, según ha sido descrito por Steinbrugge y Flores⁴).

En la Fig. 44 se ve la parte simétrica de la anterior, en el extremo poniente de la terraza. También aquí se produjo una grieta entre muro y losa, correspondiente a la junta de hormigonado. Se formó además una grieta vertical en el encuentro de los muros y se inició la rotura de los anclajes, como puede observarse en una barra, la cual tenía muy poco recubrimiento.

También se ve la debilidad de los anclajes poco recubiertos en la Fig. 45, Mercado Municipal de Puerto Montt. Y otro ejemplo de rotura de anclaje de muros en la Fig. 46, que corresponde a la Catedral de Villarrica²¹.

En los encuentros de muros, la práctica habitual en Chile es dejar los anclajes rectos (con ganchos, pero no acodados), tal como se ve en la Fig. 44. Podrían por eso hacerse reflexiones semejantes a las expresadas al tratar de los encuentros de cadenas, ya que el espesor del muro no da lugar al largo de anclaje necesario (para la tensión de fluencia). Sin embargo, los daños de ese

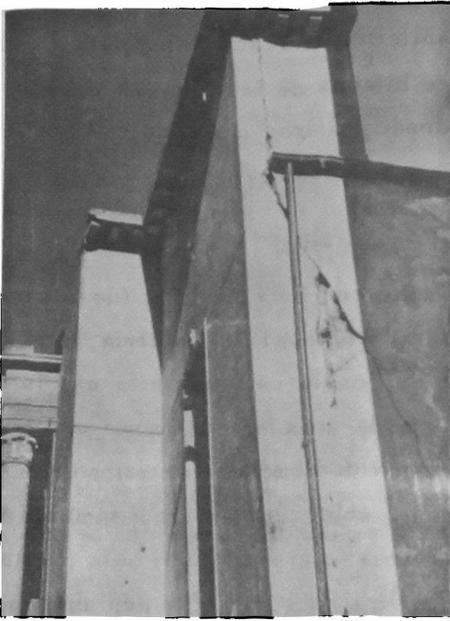
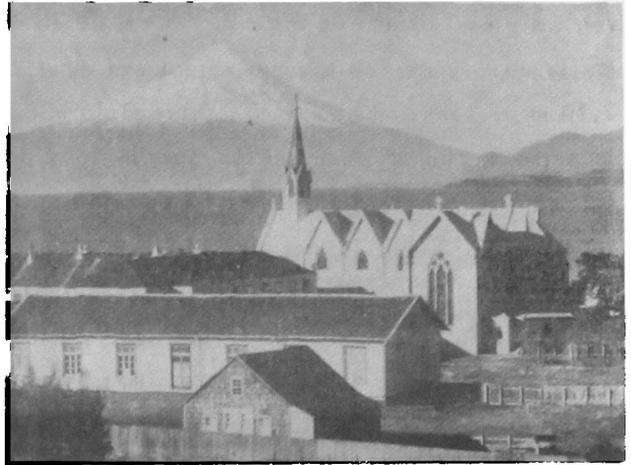


Fig. 46. Grieta vertical en esquina de dos muros. Catedral de Villarrica.

Fig. 47. Colegio de la Inmaculada Concepción. Puerto Varas. (Tarjeta postal de antes del terremoto)



tipo no fueron frecuentes en muros de poca altura vinculados con losa en su parte superior (edificios). En los ejemplos que hemos citado, en uno de ellos (Fig. 42), tal vinculación no existía, porque los muros no estaban anclados en la losa; en el otro ejemplo (Fig. 46), se trataba de muros de gran altura: caso que también es el del Estanque Bueras, donde se formaron grietas en los encuentros de los muros radiales con el manto circular (Fig. 12).

En anclajes de conexión de muros con fundaciones encontramos un caso inusitado de defecto de construcción en la capilla de un colegio de Puerto Varas, que se derrumbó totalmente (Fig. 47 y 48). Sin entrar a analizar si hubo otras causas del colapso, lo que cuenta para nuestro estudio es que la armadura de los muros y pilares, según pudimos observar en los que se volcaron, no se

Fig. 48. Colapso de la iglesia de la Fig. 47. La armadura vertical de los pilares y muros volcados no penetraba en el sobrecimiento.



había anclado a la fundación.

EMPALMES

Generalmente los empalmes se hacen por traslapo, La norma INDITECNOR les exige las mismas longitudes que a los anclajes; y la Ordenanza, en cadenas, prescribe 40 diámetros. Las longitudes de empalme, según la norma, se miden entre centros de curvatura de los ganchos.

Para las barras lisas los ganchos son obligatorios, si bien se permite que en pilares sean de sólo 90°; pero incluso en ellos es lo corriente que se usen ganchos semicirculares. Si las barras van a soportar tracciones, se prohíbe empalmar más de una por cada cinco en una misma sección.

Las roturas de empalmes que encontramos pertenecían a cadenas y a soportes. En todas ellas, como es práctica habitual para esos elementos, se habían empalmado en una misma sección todas las barras.

Empalmes en cadenas

En la Fig. 49 aparece una rotura de empalmes. Pertenecen a una cadena, que en esa parte servía de dintel. Su sección era de 20 x 20 cm y su armadura 4 barras de 12 mm, empalmadas en una misma zona, con traslapos de 35 diámetros. Los estribos eran de 6 mm a 30 cm, de manera que dos de ellos correspondieron al empalme (el estribo de la izquierda no abrazaba a las barras inferiores).

El colocar los empalmes coincidentes no sólo da ocasión a que se produzca un daño local, sino que puede tener consecuencias más graves: pues in-

terrumpida la continuidad de toda la armadura, deja de actuar la cadena, lo que facilita la posibilidad de colapso. Así fue el caso de la Fig. 50, en el que se volcó el muro perpendicular a la cadena.

Soportes

Un caso notable de rotura de empalmes se presentó en el estanque elevado Bueras de Valdivia, que describimos a continuación (Fig. 51):

La cuba, de 4000 m³ de capacidad, se apoyaba en 10 aletas radiales de 30 m de altura y 4,50 m de ancho; sus bordes interiores quedaban a 7,05 m del centro y estaban unidos entre sí por un manto cilíndrico. Los espesores de aletas y manto eran 30 cm y 20 cm respectivamente. Cada uno de los dos bordes verticales de las aletas estaba armado con 6 barras de 26 mm.

Para favorecer la descripción de los daños, emplearemos una numeración de las aletas, de 1 a 10, en sentido contrario a las agujas del reloj; la direc-

Fig. 49. Empalme de barras en un dintel. Casa de máquinas de Estación de El Volcán.

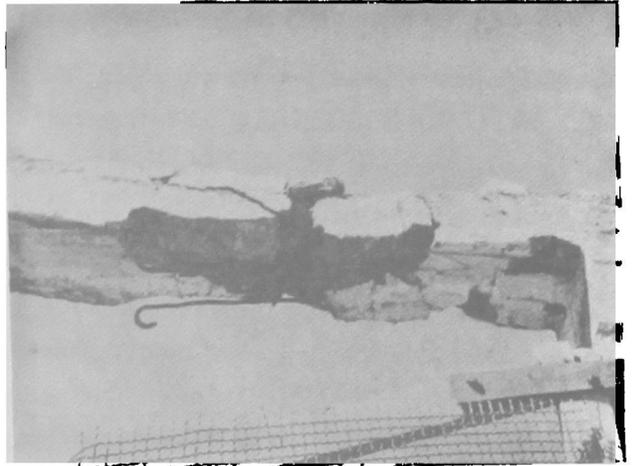


Fig. 50. Rotura de una cadena en el empalme. Casa de máquinas de Estación de El Volcán.

Fig. 51. Estanque elevado Bueros de Valdivia. Aletas 4, 5, 6, 7, 8 y 8 (de izquierda a derecha).

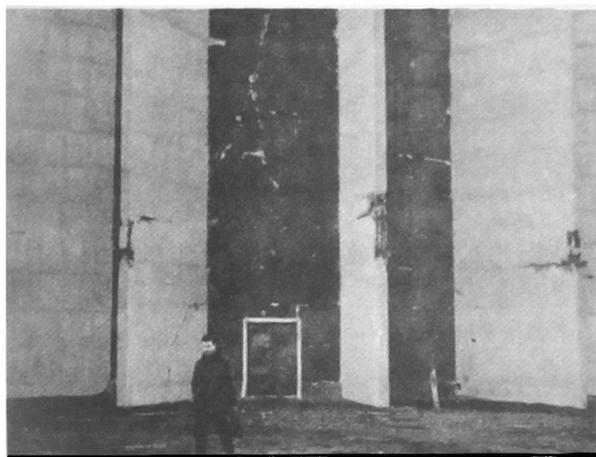
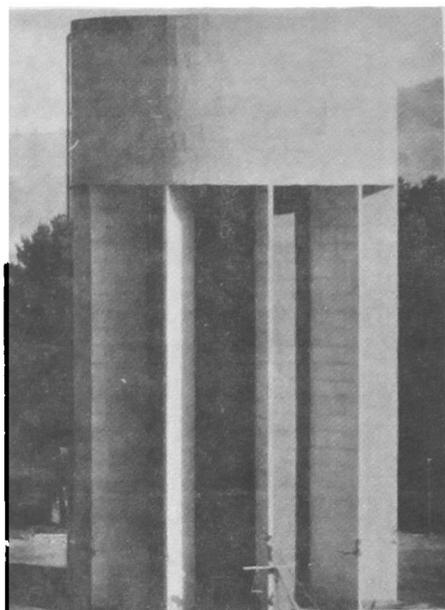
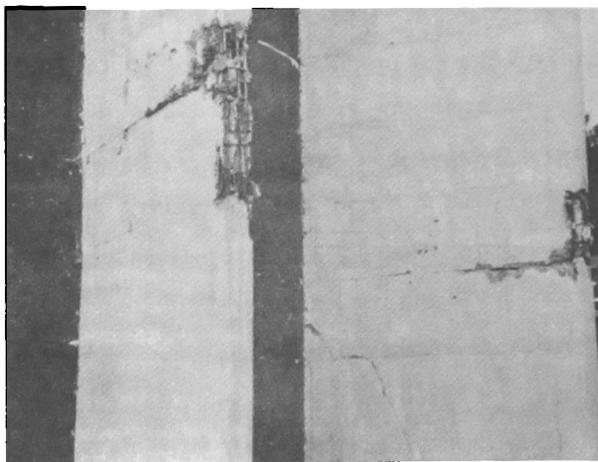


Fig. 52. Daños a la altura de los empalmes. Aletas 5, 6, 7, 8 y 9. Estanque elevado.

Fig. 53. Aletas 7 y 8.



ción del norte magnético se halla, desde el centro del estanque, entre las aletas 6 y 7.

Cuando ocurrió el terremoto, el 22 de mayo, el estanque estaba vacío y, a pesar de ello, sufrió graves daños. Se produjeron grietas verticales en el centro de cada sector del manto y también en las conexiones de éste con las aletas radiales; de estas últimas grietas, antes de llegar al suelo, derivaban otras que descendían por las aletas diagonalmente hacia la fundación. Así mismo, en la parte superior, al menos en las aletas 9 y 10, se formaron grietas simétricas de las anteriores, que ascendían hasta el borde exterior del manto, en su encuentro con la cuba.

Fuera de los daños generales recién mencionados*, se presentaron otros, que son el objeto de nuestro estudio:

Entre las cotas 4,20 y 5,20 m de suelo, en el borde libre de las aletas, se produjeron daños que correspondían a los empalmes de la armadura vertical y se encontraban en 8 de las 10 aletas (Figs. 52, 53 y 12). Encima y debajo de los empalmes fallados, en las cotas 5,40 m y 4,20 m, se presentaron grietas horizontales, correspondientes a juntas de hormigonado. En algunas aletas se agrietaron además otras juntas, situadas más abajo, con espaciamiento vertical de 1,20 m; pero la junta más agrietada era siempre una de las dos contiguas al empalme, con daños máximos en el borde de la aleta y disminuyendo hacia el interior. En la aleta 7, la parte inmediatamente superior a la junta dañada estaba corrida con respecto a la inferior, perpendicularmente a la cara del muro.

Las aletas no dañadas en los empalmes (las 3 y 4) tampoco lo fueron en las juntas de hormigonado adyacentes. No encontramos otros desperfectos que pudieran corresponder a otros empalmes posiblemente situado más arriba en el borde libre, ni tampoco en toda la altura del borde interior. Tampoco observamos daños en juntas en la parte superior de las aletas.

La armadura vertical del borde libre de las aletas (6 barras de 26 mm) se encontraba en una sección de 20 x 30 cm (Fig. 54). La longitud de los empalmes era de 1 metro entre tangentes a los ganchos. Estos tenían un diámetro interior de unas 4,5 veces el de la barra y estaban prolongados por un trecho recto de largo variable que, en promedio, era de unos 7 diámetros. El recubrimiento lateral de las barras más próximas a los paramentos del muro era de 2 cm, y el frontal, en el borde, de 2 a 4 cm. El muro estaba armado con doble

* Para su interpretación, consúltense referencias ^{2, 4, 22}.

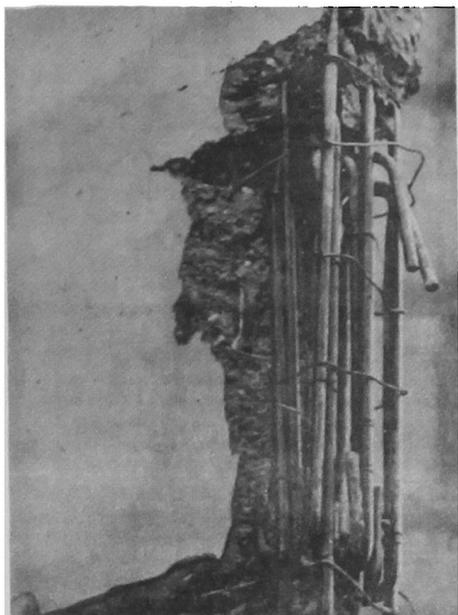


Fig. 54. Disposición de los empalmes. Aleta 2. (La armadura ha sido descubierta para observación).



Fig. 55. Empalmes de aleta 1.

mallá, constituida por barras verticales de 8 mm y horizontales de 6 mm, ambas espaciadas a 25 cm; de modo que al empalme le correspondía una armadura transversal de 4 barras de 6 mm, las cuales se cerraban en forma de horquilla, es decir, rodeando al haz vertical de armadura por sus tres caras exteriores.

A consecuencia del terremoto, se produjo el deslizamiento de las barras de los empalmes (Figs. 55 y 56), lo que se observa por la formación de una grieta vertical, en la cara del muro, a lo largo de las barras interiores; en el borde del muro, el deslizamiento de las barras no formó grietas individuales, pero el hormigón de recubrimiento quedó libre del plano frontal de armaduras. Al deslizarse las partes rectas, tuvieron que actuar los ganchos, que hicieron saltar al hormigón; este efecto se inició en los ganchos laterales, desprendiéndose el recubrimiento de su plano; después, los ganchos empujaron al recubrimiento del borde del muro, que se soltó en planchas.

Al ceder los ganchos, (los superiores o los inferiores), aumentó de manera brusca el deslizamiento de las barras correspondientes y se abrió la junta que ellas atravesaban, que es la opuesta a esos ganchos. Así ocurre que, estando más dañada una de las dos juntas, son los ganchos más distantes de ella los que aparecen más al descubierto.

La falla de estos empalmes consistió en haberlos colocado juntos. Esto es permitido por la norma INDITECNOR¹⁵ sólo cuando los empalmes trabajan

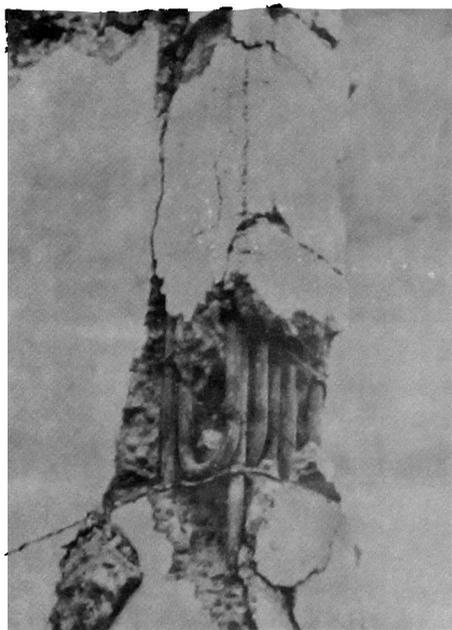


Fig. 56. Empalmes de aleta 6.

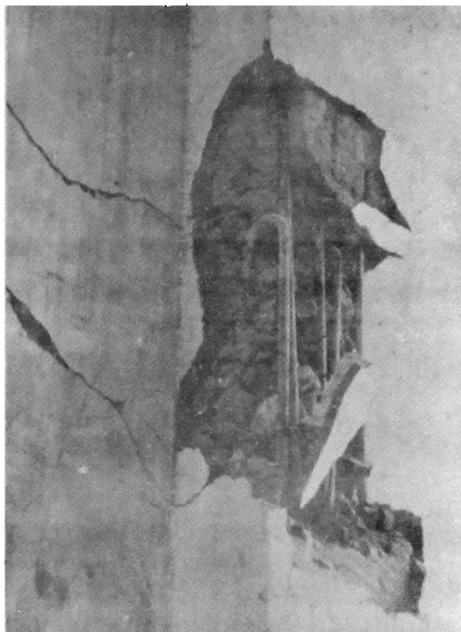


Fig. 57. R... de ... mes en pilar.
Planta I... u... C... up...

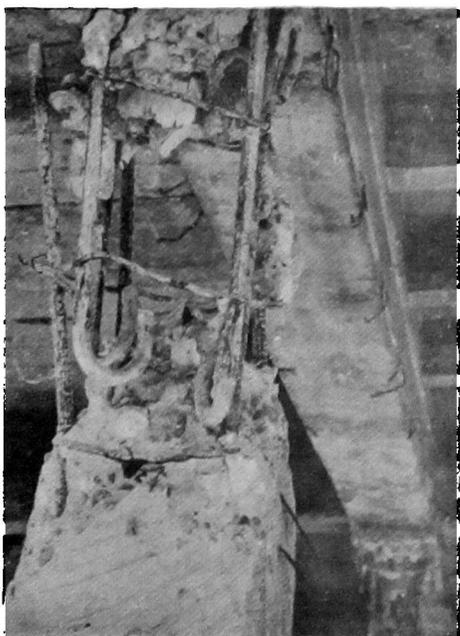


Fig. 58. Empalmes en parte superior de un pilar. Prefectura de Carabineros, Puerto Montt.



Fig. 59. Empalmes poco recubiertos. Edificio en Osorno.

únicamente a compresión. En cuanto a su longitud, cumplían lo especificado por la norma, pues tenían 32 diámetros (entre centros de ganchos), siendo la resistencia característica del hormigón 280 kg/cm^2 a los 28 días¹⁴; fuera de eso, el diámetro de los ganchos era mayor que el mínimo prescrito. La norma INDITECNOR no limita un diámetro máximo de las barras para empalmes por traslazo; pero otras normas^{23, 24} lo fijan, y precisamente en 26 mm, de manera que estos empalmes se hallaban en el límite. En lo relativo a armadura transversal, la norma chilena no establece condiciones, pero serían necesarias, ya que esa armadura es muy importante para la resistencia del traslazo; la cuantía de la armadura transversal era sólo de un 7% de la longitudinal; en ese sentido, la norma francesa²⁵ impone exigencias mucho más rigurosas.

En la Fig. 57 se ofrece otro ejemplo de rotura de empalmes, en un pilar. El caso es semejante al del estanque de Valdivia. La presencia del empalme contribuyó a las grietas, al menos a su posición, ya que se hallan atravesando el empalme por ambos extremos. La falla consistió en haber empalmado todas las barras en una misma zona, en la cual se produjeron esfuerzos de tracción. Además, la longitud de traslazo, 25 diámetros, es escasa, y también la armadura transversal, pues solamente hay un estribo en toda la zona al descubierto.

En el caso de la Fig. 58, los empalmes se habían dejado en la parte superior de un pilar. Su armadura era de 4 barras, con traslazos de 18 diámetros.

Los empalmes más frecuentes son los que se disponen sobre el nivel de las losas para enlazar los soportes de un piso con los del piso superior. Un ejemplo de rotura aparece en la Fig. 59 y se debe atribuir a falta de recubrimiento sobre las barras próximas a las aristas del muro. Sin embargo, no fue frecuente hallar daños en tales empalmes, al menos en los casos en que no se produjo colapso; y éste por lo general no existió cuando la estructura poseía muros de rigidez de hormigón armado y estaba arriostrada con losas. Pero, en caso contrario, ocurrieron colapsos, con rotura de los empalmes en la base de los soportes (Figs. 60 a 63). Cuando los traslazos son muy cortos, se puede suponer que al fallar limitaron la carga de rotura, es decir que los elementos soportaron un esfuerzo menor que si el empalme hubiera sido correcto. En otros casos, el empalme pudo no haber contribuido inicialmente a la rotura, pero permitió el desprendimiento del soporte.

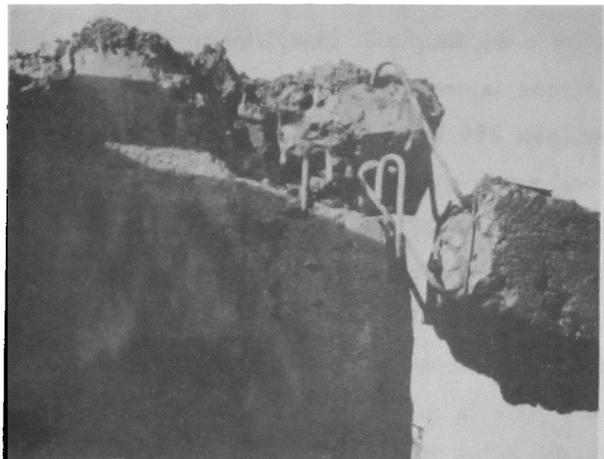


Fig. 60. Rotura de empalmes cortos y vuelco de pilar. Casa de la Municipalidad de Osorno.



Fig. 61. Empalme corto en muro cortafuego. El pilar se desprendió del ángulo superior derecho. Calle Janequeo. Valdivia.



Fig. 62. Vuelco de muro. Hospital Regional. Puerto Montt.



Fig. 63. Detalle de empalmes y junta correspondiente a Fig. 62.

CURVAS

En las curvas de las barras se ejercen empujes radiales contra el hormigón, que son hacia la concavidad de la curva en las barras traccionadas y hacia la convexidad en las comprimidas. Conviene que en el sentido del empuje se halla la masa del hormigón; pues si en ese lado está el recubrimiento, se ejerce un empuje hacia el vacío. En tal caso debe existir una armadura transversal para absorber ese esfuerzo.

Las curvas que hemos de considerar no solamente son las de montaje, sino también las producidas por las solicitaciones. En las primeras están los codos en barras levantadas, los ganchos y cualesquiera otras curvas que se den para armar los elementos. Las segundas son las curvaturas que las barras, inicialmente rectas, toman bajo la acción de las solicitaciones, como ocurre con las barras que tienden a deformarse por pandeo.

Curvas de montaje

No encontramos daños en vigas producidos por codos de barras levantadas. En cuanto al efecto de los ganchos ya hemos dado ejemplos al tratar de anclajes y empalmes.

En la Fig. 64 se muestra un pilar a la altura de un cambio de sección. Para recoger el frente del pilar, se había seguido con las mismas barras, curvándolas hasta darles la nueva posición vertical. El efecto de esas curvas fue producir un empuje contra el hormigón exterior, que se desplazó y saltó hacia



Fig. 64. Efecto de dobladura de barras. Casa en Osorno.

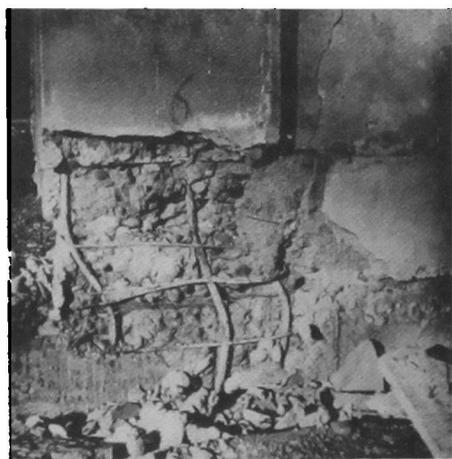


Fig. 65. Efecto de dobladura de barras y poco recubrimiento. Galpón en Frutillar.



Fig. 66. Rotura de marquesina. Valdivia.



Fig. 67. Detalle de marquesina de Fig. 66.

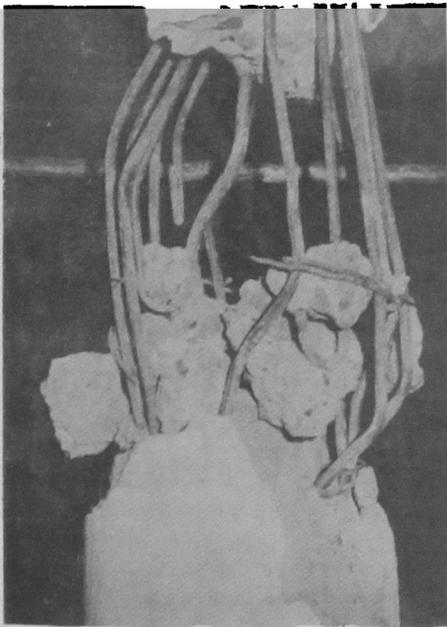


Fig. 68. Pandeo de barras en pilar. Edificio de Saavedra Benard. Osorno.

fuera. Sueltas las barras, permitieron que se abriera una junta de tracción diagonal. Para resolver este caso, debiera haberse interrumpido la armadura vertical inferior, y empalmar con ella, paralelamente, la armadura superior; o al menos haber colocado empalmes en la zona curvada.

Un caso similar al anterior es el de la Fig. 65, agravado por el poco recubrimiento.

En la marquesina de las Figs. 66 y 67, las barras de anclaje no penetraban perpendicularmente en el dintel, sino que se curvaban hacia abajo, siguiendo el paramento exterior. Esto contribuyó a los daños que se observan; aunque debemos añadir que en esa parte la armadura del voladizo estaba situada en su cara inferior.

Curvas por pandeo

Las roturas en pilares van acompañadas de pandeo de las barras. Un ejemplo⁹ se da en la Fig. 68, que muestra la conveniencia de colocar estribos más apretados o de zunchar el hormigón en los extremos de los pilares^{26, 27}.

COMENTARIO SOBRE ANCLAJES, EMPALMES Y CURVAS

Al ceder un anclaje, hay un deslizamiento, que comienza en la parte recta de la barra, y que obliga a actuar al gancho; éste trabaja apoyándose contra el hormigón, que falla finalmente a tracción lateral. Al comenzar ese proceso, el elemento se agrieta transversalmente; en particular, en una sección crítica a cierta distancia de los ganchos. La abertura de la grieta aumenta con el deslizamiento; y al fallar los anclajes, tiene que reducirse la tensión del acero en la sección crítica, lo que ocasiona la rotura del elemento estructural. Esa rotura tiene como agravantes el ser de tipo frágil y el producirse sin que el elemento haya desarrollado la resistencia de que habría sido capaz, con la sección de acero de que disponía.

En los ejemplos que hemos mostrado se produjeron los daños en el hormigón del anclaje y suele aparecer definida una rotura o una grieta en una sección que se halla en la cara interior del encuentro (Figs. 26, 27, 44) o incluso lo atraviesa (Fig. 34); la longitud de anclaje es lo que la barra penetra en el encuentro más allá de la sección crítica. En los empalmes se presentan algunas veces grietas en sus extremos, particularmente en una junta de hormigonado contigua (Figs. 53, 54, 57).

Después de la rotura, el deslizamiento puede continuar más aún, y aumen-

tar los daños en la zona del anclaje; y si en ésta terminan todas las barras, queda interrumpida la armadura y es posible un colapso parcial (Figs. 21, 25, 50, 60); a no ser que todo ello esté impedido por otros elementos, que absorban la redistribución de las sollicitaciones.

Las roturas de anclajes y empalmes que hemos mostrado pertenecían a construcciones de diversos tipos; pero conviene advertir que en edificios provistos de losas al nivel de cada piso y muros de rigidez de hormigón armado, hallamos pocas roturas en esas uniones, aun habiendo examinado edificios muy dañados, como el Hospital Regional y el Traumatológico de Valdivia.

En todos los casos, los anclajes o los empalmes estaban agrupados, terminando en una misma sección. El defecto más común fue la poca longitud; y además, en empalmes, el estar colocados en zonas en que las barras no trabajaron únicamente a compresión.

Otro factor que influyó fue la escasez de armadura transversal, (Figs. 54, 57, 64). Una mayor sección de estribos, y en algunos casos un zunchado, permite desarrollar una mejor adherencia en los traslajos a tracción, se opone a esfuerzos radiales en codos, ganchos y barras comprimidas, y puede producir un confinamiento del hormigón que evite la rotura frágil²⁶.

El poco recubrimiento sobre la barra o sobre el gancho fue causa de rotura en ciertos casos (Figs. 44, 45, 57, 59, 65). Aparte de la necesidad de cumplir con los recubrimientos mínimos indicados por la norma¹⁵, conviene dejar el gancho dirigido hacia la masa del hormigón²⁸, es decir, alejar su centro de curvatura lo más posible de los paramentos contiguos. Así, por ejemplo, en una barra junto a una arista, corresponde orientar el gancho a 45°.

El diámetro interior de los ganchos era por lo general mayor que el mínimo indicado por la norma, que es de 2,5 veces el diámetro de la barra¹⁵. Como el gancho es menos eficaz a menor diámetro^{28, 29}, se deduce que de haberse limitado a lo estricto, hubiera sido peor el comportamiento de los anclajes. Conviene advertir que el diámetro exigido por INDITECNOR es el mismo que el de la norma DIN²³, pero bastante menor que el recomendado por otras normas^{24, 25, 30}.

A la vista de los ejemplos de este trabajo, se preguntó³¹ si no sería necesario prohibir el uso de los ganchos para empalmes en columnas y muros, y en los extremos de viga con columna. En realidad, de lo observado en estos terremotos, no hemos podido extraer ninguna conclusión que justifique prohibir los ganchos. Si bien es cierto que el hormigón resultó dañado por ellos, hay que advertir que se trataba de anclajes o empalmes dispuestos defectuosamente; y no los había sin ganchos, los cuales tal vez hubiera permitido establecer una comparación.

El daño producido por los ganchos es la manifestación del deslizamiento de las barras y la prueba de que los ganchos actuaron oponiéndose a ese deslizamiento. Por lo demás, creemos que lo importante no es ese daño local, sino la rotura del elemento al ceder el anclaje o empalme; rotura que ocurriría también con anclajes rectos de longitud equivalente. Ahora bien, éstos ocupan en espacio mayor; y como el disponible suele ser escaso, al suprimir los ganchos sería aún más probable que se hicieran anclajes defectuosos.

REVISION DEL ORIGEN DE LAS FALLAS

El origen de las fallas de unión puede atribuirse en principio a una o varias de las siguientes causas:

- A.- Las normas relativas a las uniones no se cumplieron.
- B.- Esas normas no garantizan suficiente seguridad.
- C.- Las solicitudes previstas para la unión eran menores que las que realmente existieron.

La primera causa, el incumplimiento de las normas (A), existió en un gran número de casos. Este incumplimiento lo atribuimos a defectos de ejecución en juntas notoriamente mal realizadas, en barras poco recubiertas y en casos evidentes que hemos señalado. Pero en otros, no podemos en rigor discernir lo que hubo de defecto de ejecución o de diseño; para ello hubiera sido necesario cotejar la construcción con los planos y especificaciones del proyecto, para ver si en ellos se habían detallado de otra forma las disposiciones correspondientes.

Los casos en los que las uniones no estaban hechas conforme a las normas, no sirven en principio para revelar defectos que las normas puedan tener (B); por el contrario, confirman la razón que tienen las normas en sus exigencias, ya que el transgredirlas fue origen de daños. No obstante, hay ejemplos que demuestran la conveniencia de añadir algunas prescripciones a la norma o a la Ordenanza: así, en lo relativo a anclajes de cadenas en esquina, empalmes de barras en cadenas, armadura transversal en empalmes y extremos de pilares, y en recomendaciones sobre juntas tanto para su ejecución como para su consideración en el diseño. Es cierto que bastan las indicaciones básicas de las normas para que con un buen criterio de diseño se eviten muchos de esos defectos; pero en nuestra opinión es preferible que esas particularidades consten en las normas sea con carácter de exigencia o como recomendación.

Cabe hacer la observación³² de que en algunos casos las solicitudes sobrepasaron a las previstas (C). Y efectivamente ésta pudo ser entonces causa de rotura; pero no fue causa suficiente para la rotura de unión: pues por

grandes que sean las solicitaciones, para que la unión falle es necesario que su resistencia sea menor que la de las piezas, al menos para ese tipo de sollicitación. Así, en los ejemplos que se han visto, las juntas tuvieron menos resistencia que el hormigón, y los anclajes y empalmes menos que la fluencia del acero: y aun mucho menor resistencia, según inferimos del aspecto de las fallas. Ese es el punto de que hemos tratado y el que queremos destacar.

Lo ideal es que las uniones sean tan resistentes como las piezas. De ese modo no introducen ninguna debilidad en los elementos estructurales. Esa condición no se cumple corrientemente en juntas, pero hay que acercarse a ella lo más posible. En anclajes sí que pueden lograrse y es necesario cumplirla con mayor razón, pues las consecuencias de la falla son más graves. Eso es lo que viene a indicar la norma chilena cuando exige anclar el acero no para las tensiones calculadas, sino para las tensiones admisibles; y se supone que los largos de anclaje así especificados permiten desarrollar la tensión de fluencia del acero.

Pero el problema no está sólo en que las solicitaciones sean mayores que lo previsto, sino en que además tengan una distribución diferente; en lo cual influye el que hayan fallado otros elementos. Por ello, conviene considerar esas eventualidades en el diseño, y mejor aún establecer en las normas las disposiciones constructivas pertinentes, fuera de lo que corresponde a las sollicitaciones analizadas. Así creemos que es conveniente incluir lo dicho sobre anclaje o cruce de barras en encuentros y esquinas, y objetar el uso de traslapes agrupados en puntos intermedios de soportes de gran altura, aunque se suponga que van a trabajar únicamente a compresión.

La capacidad de una estructura para resistir sollicitaciones diferentes de las previstas, resulta mermada si las uniones son débiles. Por eso, en la construcción antisísmica, hay que diseñar y realizar las uniones de manera que el material existente en la estructura, ya que se ha colocado, este posibilitado de actuar plenamente, incluso bajo sollicitaciones que no hayan sido previstas en el cálculo.

COMENTARIO FINAL Y CONCLUSIONES

Los terremotos del Cajón del Maipo y del Sur de Chile revelaron un número considerable de fallas de uniones en el hormigón armado: tales como juntas (unión hormigón - hormigón), empalmes (acero - acero) y anclajes (hormigón - acero).

Por la presencia de uniones defectuosas, los elementos estructurales lle-

gan al agrietamiento o la rotura para solicitaciones menores que las que habrían podido resistir. Además, en los anclajes y empalmes se produce una rotura frágil, y en ciertos casos es posible un colapso parcial, lo que significa un riesgo de vidas humanas.

En muchos casos, tales fallas fueron evidentemente defectos de ejecución; pero conviene insistir en la necesidad de especificar claramente en el diseño las disposiciones correspondientes, pues se ha visto la gravedad y abundancia de esos daños: en realidad, el llamar a esos puntos detalles de diseño parece rebajar la importancia que tienen, pues son esenciales en el funcionamiento del hormigón armado.

Las juntas de hormigonado fallaron en construcciones de todo tipo, siendo notables en muros de gran altura tales como silos y estanques elevados. En la construcción antisísmica, la ejecución de las juntas debe ser muy cuidadosa; pero el problema de las juntas no es exclusivamente de incumbencia del constructor; pues de no emplear métodos especiales, que al menos en Chile no son frecuentes, las juntas tienen una resistencia mucho menor que el hormigón monolítico. Por eso las juntas deben ser objeto de cálculo en lo que respecta a su ubicación y disposición de armadura especial si se considera necesaria.

Los anclajes fallaron principalmente en conexiones terminales; así ocurrió en extremos de vigas y en los vértices formados por un pilar y dos cadenas, sin losa superior. Las roturas de empalmes correspondieron a traslapes agrupados, sobre todo en puntos intermedios de soportes de gran altura. No fueron frecuentes las roturas de anclajes o empalmes en edificios previstos de losas y muros de rigidez de hormigón armado.

Los defectos más comunes en anclajes o empalmes fueron su escasa longitud y el poco recubrimiento sobre la barra o sobre el gancho. Es conveniente colocar los estribos más apretados en los traslapes y en los extremos de pilares.

En algunos casos en que hubo rotura de anclaje o empalmes, ellos tenían una disposición adecuada para resistir a las solicitaciones ordinarias; pero no la tuvieron para las solicitaciones sísmicas: así ocurrió, por ejemplo, en los empalmes de soportes. Por eso, aunque parezca obvio, hay que recordar que, además de dimensionar los elementos considerando las solicitaciones sísmicas, deben diseñarse anclajes y empalmes para la intensidad y sentido de tales solicitaciones; y como éstas son a veces imprevisibles, conviene diseñar tales disposiciones en las hipótesis más desfavorables.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece al siguiente personal técnico del IDIEM la valiosa colaboración prestada en la zona afectada por los terremotos: al ingeniero Moisés Piñeiro y al constructor civil Mauricio Ossa, de la Sección de Investigación de Hormigones, que hicieron observaciones de daños en la provincia de Osorno; a Mario Maldonado, jefe del laboratorio del IDIEM en Osorno, que colaboró activamente con ellos; y a Raúl Alvarez, que acompañó a los citados en calidad de fotógrafo. Agradece especialmente la efectiva ayuda del constructor civil Gabriel Miqueles, del laboratorio del IDIEM, en Concepción, que acompañó al autor en observaciones en las provincias de Concepción, Valdivia, Osorno y Llanquihue. Y al ingeniero del IDIEM Eugenio Retamal por su observaciones en Valdivia.

Finalmente agradece el autor a los ingenieros Héctor Gallegos de Lima, Perú, y a Darío Sánchez, de Santiago, Chile, por su participación en la discusión de este trabajo en las Jornadas Chilenas de Ingeniería Antisísmica.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- CLOUGH, R. W.; JENSCHKE, V. A. The effect of diagonal bracing on the earthquake performance of a steel frame building. Bulletin of the Seismological Society of America. vol 53, nº 2, (febrero 1963), pp. 389-401.
- 2.- ROSENBLUETH, E. Temblores chilenos de mayo 1960: sus efectos en estructuras civiles. Ingeniería. México. vol XXXI, nº 1, (enero 1961), pp. 1-31.
- 3.- LAMANA, A.; HUSID, R. Observaciones a un artículo de E. Rosenblueth sobre los terremotos de Chile de mayo de 1960. Revista del IDIEM, vol 1, nº 2, (junio 1962) pp. 161-166.
- 4.- STEINBRUGGE, K.V.; FLORES, R. The Chilean earthquakes of May, 1960: A structural engineering viewpoint. Bulletin of the Seismological Society of America, vol 53, (febrero 1963), pp. 225-307.
- 5.- PLUMMER, H.C.; BLUME, J.A. Reinforced brick masonry and lateral force design. Structural Clay Products Institute. Washington D.C., 1953.
- 6.- ARIAS, A.; HUSID, R. Proyecto de norma de cálculo antisísmico de edificios. Revista del IDIEM, vol 1, nº 2, (junio 1962) pp. 121-146.
- 7.- FLORES, R.; ARIAS, A.; JENSCHKE, V.; ROSENBERG, L.A. Engineering aspects of the earthquakes in the Maipo Valley, Chile, in 1958. Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, vol 1, pp. 409-433.
- 8.- OSSA, M. (IDIEM) Comunicación personal.
- 9.- MINAMI, J.K.; ROSENBERG, L.A. Observations on building damage caused by May 1960 Chilean earthquakes. Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica. San Juan-Mendoza 1962.
- 10.- FONCEA, C.; LEVY, H. Juntas de hormigonado. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile, 1963.
- 11.- INDITECNOR 2.30-77. Mezcla, colocación en obra y curado del hormigón.

- 12.- WATERS, T. A study of the tensile strength of concrete across construction joints. Magazine of Concrete Research, vol 6, nº 18 (diciembre 1954), pp. 151-153.
- 13.- FELT, E.J. Resurfacing and patching concrete pavements with bonded concrete. Proceedings of the Highway Research Board, vol 36, (1956), pp. 449-469.
- 14.- LAMANA, A. Calidad del hormigón y del acero para hormigón armado de las construcciones sometidas a los terremotos de mayo de 1960 en el Sur de Chile. Revista del IDIEM, vol 1, nº 1, (marzo 1962), pp. 41-73.
- 15.- INDITECNOR 63-4E. Hormigón armado. I parte.
- 16.- PIÑEIRO, M. (IDIEM). Comunicación personal.
- 17.- Ordenanza General de Construcciones. Decreto nº 884 de 13 de junio de 1949. Santiago Chile.
- 18.- Ordenanza Especial de Urbanización y Construcciones Económicas. Decreto nº 451 de 10 de junio de 1944. Santiago Chile.
- 19.- Construcciones antisísmicas con estructura monolítica de hormigón de cemento pórtland para edificios menores. Instituto del Cemento Pórtland Argentino. Buenos Aires.
- 20.- Estudio de los daños provocados por el sismo del 22 de mayo de 1960 en dos casas propiedad de la Ilustre Municipalidad de Osorno. IDIEM, S.I.H. nº 2, marzo-abril 1961. (no publicado).
- 21.- RETAMAL, E. (IDIEM). Comunicación personal
- 22.- The behavior of reinforced concrete buildings subjected to the chilean earthquakes of May 1960. Portland Cement Association. Advanced Engineering Bulletin nº 6, 1963.
- 23.- DIN 1045. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton. 1959.
- 24.- Instrucción H.A. 61 especial para estructuras de hormigón armado. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid 1961.
- 25.- CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT, INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS. Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé. La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Paris 1961.
- 26.- BLUME, J.A.; NEWMARK, N.M.; CORNING. Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions. Portland Cement Association. Chicago, 1961.
- 27.- DIAZ DE COSSIO, R.; ROSENBLUETH, E. Reinforced concrete failures during earthquakes. Journal of the American Concrete Institute. Proceedings vol 58, nº 5 (noviembre 1951), pp. 571-590.
- 28.- BAUER, R. Der Haken im Stahlbetonbau. W. Ernst und Sohn. Berlin 1949.
- 29.- MYLREA, T.D. The carrying capacity of semicircular hooks. Proceedings of the American Concrete Institute. vol XXIV, 1928, pp. 240-272.
- 30.- ACI COMMITTEE 318 - Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 - 56).
- 31.- GALLEGOS, H. Discusión del presente trabajo en las Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Santiago, julio 1963.
- 32.- SANCHEZ, D. Ibidem.

**FAILURES IN CONSTRUCTION JOINTS, ANCHORAGE AND OVERLAPPING
OF BARS: CHILEAN EARTHQUAKES OF 1958 AND 1960.**

SUMMARY:

Damage related with the failure of reinforced concrete due to poor bond or defects of continuity in construction joints, anchorage and overlapping of bars is described. Current construction practice in Chile on those features is examined and some recommendations are given. The cases of damages presented were produced by the Cajón del Maipo earthquakes of August - September 1958 and by those of May 1960 in the Southern part of Chile.