

PATOLOGIA DE LAS CIMENTACIONES

Angel Uriel Ortiz

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Master of Science, D.I.C.

Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, CEDEX (MOPU)
Prof. de Ingeniería Geotécnica (Doctorado),
E.T.S.I.C.C.P. (Madrid)

477-1



1. INTRODUCCION

Este artículo se dedica a los fallos de cimentaciones intrínsecos, cuya causa está en el incorrecto diseño de la cimentación o en su defectuosa construcción. Se excluyen los fallos inducidos por operaciones constructivas en las proximidades o por los efectos de nuevas estructuras, que serán el objeto de otro artículo.

Los fallos de cimentaciones son demasiado frecuentes y muy raramente pueden calificarse de inevitables. Causan daños estructurales, cuando no el colapso completo de la estructura, de difícil y costosa reparación. Provocan trastornos a los

usuarios, ponen a veces en peligro sus vidas y haciendas, llegándose en ocasiones al desalojo de inmuebles y a su demolición. Las operaciones de recalce, cuando aún se está a tiempo y vale la pena salvar la estructura, son delicadas y, casi siempre, muy onerosas.

Son escasos los artículos dedicados a describir casos concretos de fallos de cimentaciones y a dar cuenta de los errores cometidos, por razones obvias. La expresión fallos de cimentaciones es eufemística, pues, en la mayoría de los casos, los fallos son humanos. A menudo, se echa al terreno la culpa de la aparición de grietas en estructuras, con evidente injusticia; el terreno es inocente por completo. Achacar los daños a «vicios del suelo» (así denominados en el Art. 1.591 de nuestro Código Civil) que no ha sido posible detectar, o a fenómenos imprevisibles, sólo excepcionalmente está justificado.

La lectura de tales artículos es altamente recomendable. Una buena experiencia profesional ha de estar bien nutrida del conocimiento de lo que no se debe hacer. Saber por qué mecanismos ocurren más habitualmente los fallos de cimentaciones o cuáles son sus causas más comunes es tan importante o más que una buena formación sobre los métodos de diseño y cálculo de cimentaciones. Esa experiencia puede lograrse a base de fracasos personales; pero es preferible obtenerla a través del conocimiento de los fracasos de los demás (Jiménez Salas, 1970).

Este artículo se va a ilustrar con algunos ejemplos, cuyo recuerdo puede ayudar a otros a no incurrir en los mismos errores. Se pretende, así, contribuir a que la larga lista de fallos de cimentaciones crezca más lentamente.

2. CAUSAS DE FALLOS DE CIMENTACIONES

Según se desprende de estadísticas publicadas en algunos países, los daños estructurales asociados con fallos de las cimentaciones son más numerosos y de más graves repercusiones que los atribuibles a cualquier otra razón. ¿A qué puede ser esto debido?

Ineludiblemente, todas las estructuras han de apoyarse en el terreno, que recibe sus cargas y se deforma. Entra en juego la interacción terreno-estructura y, ante las inevitables deformaciones diferentes entre unos apoyos y otros, la rigidez estructural modifica las acciones sobre el terreno a costa de unos esfuerzos suplementarios que pueden llegar a ser intolerables para los elementos estructurales. El diseño de las cimentaciones ha

de ser tal que sus movimientos resulten aceptables por las estructuras. Además, el terreno no tiene una resistencia indefinida. Las acciones que recibe de la estructura pueden llegar a agotarla, sobreviniendo el hundimiento.

En el cálculo de muchas estructuras, y en concreto de las de edificación, se hace la hipótesis implícita de que no hay asentamientos o son todos por igual. A la hora de diseñar y construir los cimientos, hay que adoptar las medidas que garanticen que esa hipótesis se cumple o que la realidad se aproxima suficientemente a ella (que las inevitables diferencias de asentamientos son admisibles). Alternativamente, se puede tratar de estimar la magnitud y distribución de los asentamientos diferenciales y proceder a calcular los esfuerzos consecuentes —aunque este método, difícil y de resultados cuestionables, apenas se usa—. De otro modo, sobrevendrán las grietas. Los esfuerzos reales pueden no tener nada que ver con los calculados, no sólo en valor absoluto sino —lo que es más trascendente en general— en cuanto al signo. Los tabiques se rompen e, incluso, puede llegarse a que las armaduras de pilares y vigas sean insuficientes.

El terreno, con su deformabilidad y su resistencia, es una prolongación hacia abajo de las estructuras. En una concepción global, puede decirse que el terreno de cimentación forma parte de o se incorpora a la estructura. Por su repercusión en los esfuerzos, debería recibir la misma atención en el diseño y en el control de construcción que el resto de los elementos estructurales. Pero, con frecuencia, esto no sucede.

Ello es en parte debido a que el terreno no es un material homogéneo ni fabricado por el hombre en un proceso industrial o semi-industrial, bajo un control de calidad, como los demás elementos estructurales. Se trata de un material con el que hay que contar como es; por lo general, heterogéneo y de naturaleza errática. Para poder tenerlo en cuenta es preciso conocer sus propiedades, lo que sólo es posible de modo muy parcial. La misma determinación de esas propiedades es difícil. El suelo es un material trifásico (partículas sólidas y poros o huecos, llenos de aire y agua) y clástico. Las propiedades de un mismo suelo cohesivo varían ampliamente en función de las proporciones relativas de agua y aire en los poros. La resistencia y la deformabilidad de un suelo no cohesivo dependen básicamente de su densidad, que es consecuencia de cómo estén agrupadas sus partículas, y, para un mismo suelo, pueden moverse entre muy amplios límites. El suelo dista mucho de ser un material elástico; su respuesta ante las cargas de cimentación es fundamentalmente anelástica y difícil de prever.

Además, tanto la resistencia y la deformabilidad como otras características de un terreno, no son constantes, sino que pueden verse apreciablemen-

te alteradas en el transcurso del tiempo (bien sea por cambios en el contenido de humedad, lavados, arrastres, disoluciones, etc., o por vibraciones) o como consecuencia de las operaciones constructivas.

Todo ello hace que los problemas geotécnicos sean complejos y altamente indeterminados. Tal vez la dificultad de su resolución, unida al coste de las prospecciones y al tiempo que requieren, sea la razón principal del menosprecio con que se trata al terreno en muchas ocasiones. Buena parte de la culpa la tienen algunos promotores en edificación, que se resisten a gastar dinero en algo que no se ve, que va a quedar enterrado, como es la cimentación. El gasto en prospecciones geotécnicas es, en la mayoría de los casos, un gasto necesario; pero que no luce. Es bien frecuente que lo mejor de la construcción se ponga en los elementos que van a ser vistos por los posibles compradores de pisos, siendo lo peor lo que ha de quedar oculto. Muchos proyectistas y directores de obra saben bien de las dificultades con que tropiezan cuando, en el ejercicio de su responsabilidad bien entendida, expresan la necesidad de llevar a cabo reconocimientos del terreno.

El chiste de la **fig. 1** ilustra bien las consecuencias que puede acarrear una actitud demasiado ahorrativa en lo que se refiere a la cimentación. En otra versión, más reciente, el arquitecto muestra complacido a la propiedad el proyecto de la Torre de Pisa, al tiempo que dice: «Y aún podemos ahorrar otras setecientas liras, porque no pienso hacer ensayos del terreno».

Se acostumbra en buena parte de los proyectos de edificación a trabajar con empirismo insuficien-



He escatimado algo en la cimentación, pero nadie va a enterarse.

1 Chiste publicado en el *Journal of Soil Mechanics*, A.S.C.E., 1964

te. A partir de un conocimiento somero (si es que hay alguno) del terreno y sobre la única base de la experiencia local (cuando existe o se ha investigado) en cuanto a sistema de cimentación y, en el caso de zapatas, presiones admisibles por el terreno, se dimensionan los cimientos y se confía en que, al abrir las excavaciones, se encuentre en seguida un terreno adecuado para soportar esa presión sin excesivas deformaciones. De modo que los niveles de apoyo de los cimientos se establecen en obra, a la vista del terreno que se encuentra o de la aparición de lo que, en el lenguaje arquitectónico, se conoce como «el firme». Muchas veces, la simple apreciación visual no es suficiente; la hipótesis sobre lo que puede resistir el terreno basada en la experiencia ha de ser avallada por las pertinentes investigaciones en el solar en que se va a construir, único modo de conocer las características del subsuelo y qué es lo que hay debajo del nivel de apoyo de los cimientos.

Tal proceder, cuando menos, da lugar en muchas ocasiones a aumentos del coste de las obras no previstos inicialmente, alargamiento del plazo de construcción, aparición de problemas difíciles de resolver (y que, o se resuelven mal u obligan a cambiar el sistema de cimentación y los procedimientos constructivos sobre la marcha) y, frecuentemente, a mal funcionamiento de la cimentación con sus secuelas de agrietamientos.

En las causas inmediatas de los fallos de cimentaciones tienen una importancia decisiva las circunstancias peculiares de cada región, de manera que las estadísticas de unos países no son extrapolables a otros. Así, la naturaleza y la distribución de los suelos suelen ser determinantes de la casuística patológica. También, la situación económica; los niveles de desarrollo tecnológico y de formación, competencia y responsabilidad de los técnicos; la existencia o no de normas de obligado cumplimiento sobre reconocimientos geotécnicos y su rigor de exigencia, etc., juegan un papel trascendental en el número y la naturaleza de los fallos de cimentaciones.

En la superficie de la Península Ibérica no cubierta por rocas abundan y predominan los suelos semisaturados. La frecuencia más alta de fallos de cimentaciones en España corresponde a fenómenos de inestabilidad estructural en estos suelos. Existen áreas importantes cubiertas por arcillas con alto potencial de cambio de volumen por modificación del contenido de humedad que, en combinación con las circunstancias climáticas, dan lugar al fenómeno de expansividad de las arcillas. Un elevado porcentaje de los fallos de cimentaciones en España se produce en arcillas expansivas.

No se puede decir que abundan los suelos naturales colapsables (susceptibles de sufrir importantes asentamientos al saturarse o aumentar su contenido de humedad) en nuestro país, como sucede en otros, centro y este-europeos en donde las cimentacio-

nes sobre loess son el origen de buena parte de los fallos. Sin embargo, la experiencia demuestra que son harto frecuentes los fallos debidos al colapso de los suelos sobre los que se apoyan cimentaciones superficiales. Dentro de ellos, la mayoría corresponde a cimentaciones sobre rellenos flojos o mal compactados.

Tanto en el fenómeno de las arcillas expansivas como en el de los suelos colapsables, el agua es el agente desencadenante. Su protagonismo se manifiesta también en otros fallos de cimentaciones muy numerosos: los ocasionados por arrastre o socavación y los debidos a disolución parcial de los suelos sobre los que se apoyan cimentaciones superficiales. Menos frecuentes, aunque de incidencia no despreciable, son los casos de deterioro de las cimentaciones construidas con cemento ordinario por el ataque de aguas agresivas.

Llamado también, a veces, colapso, pero fenomenológicamente distinto del anterior, es el descenso brusco o hundimiento del techo de cavernas u oquedades existentes en el terreno sobre el que se cimenta y no reconocidas previamente. Este caso se da con alguna frecuencia en zonas karsticas (calizas o margas yesíferas), socavables o donde quedan huellas de actividad subterránea humana.

La existencia de zanjas rellenas y mal compactadas es, también, en ocasiones, el origen de asentamientos diferenciales intolerables por las estructuras.

En algunas regiones costeras bajas de España y, sobre todo, en las zonas deltaicas de desembocadura de ríos —en donde suele haber importantes asentamientos urbanos e industriales—, se dan considerables espesores de suelos flojos o blandos, saturados. En estructuras cimentadas directa o superficialmente, con presiones excesivas, suelen producirse asentamientos grandes. Las frecuentes condiciones heterogéneas del terreno, o la heterogeneidad de la cimentación misma, dan lugar a asentamientos diferenciales inadmisibles para edificios demasiado rígidos, que provocan su agrietamiento.

Se recurre a menudo en esas potentes formaciones de suelos de escasa capacidad portante a cimentaciones profundas mediante pilotes flotantes. La insuficiente longitud de los pilotes, en unos casos, o la no consideración del efecto de grupo frente al comportamiento individual de cada pilote, en otros, son también el origen de asentamientos incompatibles con el buen comportamiento de las estructuras.

En los suelos cohesivos blandos saturados se producen, a veces, fallos por hundimiento o agotamiento de la capacidad portante del terreno. Esto es particularmente posible en el caso de silos y depósitos de combustible u otros líquidos, porque la mayor parte de la carga (el contenido) se coloca instantáneamente —en términos geotécnicos—

y puede acarrear una rotura a corto plazo o sin drenaje de las arcillas blandas.

No son tampoco infrecuentes los fallos por no consideración en el diseño de determinadas acciones que el terreno puede ejercer sobre las cimentaciones profundas (pilotajes), como son el rozamiento negativo, que puede incrementar notablemente la carga de los pilotes afectados; o los empujes laterales del suelo sobre los pilotes, debidos a sobrecargas en superficie asimétricas con respecto a ellos, que originan en los pilotes elevadas flexiones capaces de partirlas y movimientos de las estructuras que soportan. Ambos fenómenos producen, con más reiteración de los que sería imaginable, un característico fallo de estribos de puentes cimentados con pilotes (que atraviesan suelos blandos) y con relativamente altos terraplenes de acceso.

La inherente dificultad que entraña la correcta ejecución de los pilotes en muchas circunstancias es causa frecuente de defectos estructurales en la propia cimentación. Sin embargo, en contra de lo que pudiera esperarse y a pesar de lo numerosos que deben, probablemente, ser estos defectos de ejecución, no tienen una gran repercusión cuantitativa en la casuística de fallos de cimentaciones. No se tomen estas palabras como una subestimación de la importancia que tiene la correcta construcción de los pilotes.

En ciertas regiones y localidades que se asientan sobre terrenos inestables o con precaria estabilidad se dan muchos fallos en estructuras cimentadas en laderas —asociados con movimientos lentos de reptación o con deslizamientos habitualmente producidos por obras de excavación (casos frecuentes en los valles asturianos de elevadas pendientes naturales)— o al borde de barrancos que van siendo profundizados y ensanchados por los ríos (p.e., Alcoy). También al borde de costas en transgresión hay frecuentes fallos de cimentaciones. En todos estos casos, los asientos diferenciales suelen combinarse con corrimientos diferenciales, que son muy nocivos para la mayoría de las estructuras. Asimismo, las zonas de subsidencia por explotaciones mineras profundas son fuente inagotable de problemas de cimentación.

En cuanto a las estructuras de contención de tierras (muros, pantallas, muelles portuarios, etc.) la defectuosa estimación de los empujes que han de soportar, de un lado, o la sobreestimación de los elementos resistentes (empujes pasivos, presiones verticales, rozamientos, etc.), de otro, suelen ser los responsables de los fallos. Especialmente críticos en el caso de pantallas pueden ser los empujes del agua en el trasdós consecuentes con una elevación del nivel freático que la propia obra puede ocasionar. También, el fallo de los elementos de soporte, como apuntalamientos y anclajes, es frecuentemente la causa del colapso completo de la estructura.

De escasa repercusión en España, pero de gran trascendencia en países de elevado riesgo sísmico, son los fallos de cimentaciones producidos por terremotos. Los daños o la ruina de una estructura tras un sismo son en ocasiones el resultado del incorrecto diseño de la cimentación más que de la incapacidad antisísmica de la propia estructura. En ciertos suelos granulares flojos con nivel freático alto, sismos que provoquen aceleraciones en el terreno que superen una determinada magnitud pueden, si la duración del terremoto es suficiente, dar lugar al fenómeno de licuación. El suelo pasa a comportarse como un líquido y pierde completamente su resistencia a esfuerzo cortante y, consecuentemente, su capacidad de carga. Las estructuras cimentadas sobre un terreno que se licúa sufren grandes asientos o el hundimiento. La **fig. 2** muestra cómo quedó un edificio de Niigata (Japón) tras la licuación de su terreno de apoyo en el terremoto del 16 de junio de 1964 (Japan Natl. Comm. on Earthquake Engrg. 1965).

De poca importancia también en España son los fallos de cimentaciones derivados de la congelación o descongelación del terreno en zonas frías. Si llega a congelarse el suelo bajo un cimiento, se produce un levantamiento. En la descongelación, tienen lugar asientos bruscos e importantes y una notable disminución de la capacidad de carga.

Quedarían por reseñar algunas otras causas (como la socavación de los cauces de los ríos en el caso de los puentes, ciertos diseños inadecuados o hasta disparatados de cimentaciones que son por sí mismos los causantes de los fallos, y otras



2. Edificio en Niigata tras el terremoto de junio de 1964

misceláneas); pero en lo anterior se han enumerado los más frecuentes, especialmente en el ámbito de la edificación.

Hasta aquí las causas inmediatas. Pero si se van a buscar las causas remotas o primeras casi siempre se encuentran en la falta de reconocimiento geotécnico o en el hecho de ser incompleto, inadecuado o mal interpretado, lo que no ha permitido detectar los problemas que el terreno podía plantear para darles un tratamiento correcto (p.e. el no darse cuenta de que se estaba en presencia de arcillas expansivas o de suelos colapsables).

3. ASPECTOS LEGALES

Ya se ha indicado que, por lo general, los fallos de cimentaciones entrañan fallos humanos y producen daños materiales (incluso víctimas, a veces). Se plantean, pues, problemas de responsabilidades y litigios sobre quién ha de correr con los gastos de reparación que, en gran número de casos, se resuelven en los tribunales. Conviene, entonces, hacer algunas consideraciones sobre los aspectos legales de la cuestión.

Dejando aparte todo lo que con carácter general establece la legislación sobre responsabilidades civil y penal (propio de ser tratado por un jurista), se va a limitar este epígrafe a lo relativo al terreno y a las cimentaciones.

Interesa citar, en primer término, los artículos 1.591 y 1.105 del Código Civil. El primer párrafo del Art. 1.591, dice:

«El contratista de un edificio que se arruinase por vicios de la construcción, responde de los daños y perjuicios si la ruina tuviere lugar dentro de los diez años, contados desde que concluyó la construcción; igual responsabilidad, y por el mismo tiempo, tendrá el arquitecto que la dirigiere, si se debe la ruina a vicio del suelo o de la dirección.»

Según el Art. 1.105:

«Fuera de los casos expresamente mencionados en la ley, y de los en que así lo declare la obligación, nadie responderá de aquellos sucesos que no hubieran podido preverse, o que, previstos, fueran inevitables.»

S. González Rodríguez (1982) indica que «en el concepto de ruina se incluye no sólo el hecho de derrumbarse un edificio, sino el estado ruinoso total o parcial, es decir, aquello que haga inútil o inservible el edificio para la finalidad con que se construyó (sentencia de 20-XI-59). Por consiguiente, deben considerarse también todos los daños o detrimentos que experimente la construcción por causas intrínsecas, y que excedan de las imper-

fecciones normales atribuibles al uso o al proceso de envejecimiento de los materiales».

En cuanto al concepto de «vicio del suelo», el mismo autor citado lo entiende como «la falta de apreciación de la propia naturaleza del terreno, su comportamiento ante las cargas del edificio, su capacidad portante, deformabilidad, etc., así como el nivel freático y los fallos, socavones, galerías subterráneas, etc., no detectados por falta de reconocimiento, prospecciones y ensayos que hubieran puesto de manifiesto estos defectos o vicios, que hacen impropia la construcción sobre él o inadecuado el sistema de cimentación o de estructura elegido en un principio».

La Norma MV 101-1962, «Acciones en la edificación» (Decreto del Ministerio de la Vivienda 195/1963, de 17 de enero) es de obligatoria observancia en todos los proyectos de edificaciones públicas o privadas. Exige que en la Memoria de los proyectos se detallen todos los valores que se han aplicado en el cálculo de la cimentación. El arquitecto, o técnico director de la obra si no es autor del proyecto, está obligado a comprobarlo.

He aquí, entresacados, los párrafos de la Norma MV-101 (Artículos 8.2, 8.5, 8.9) que más interesan:

«La variedad y dificultad de clasificación de los terrenos sólo permite dar valores de la presión admisible a título de orientación, debiendo en cada caso el autor del proyecto, con su criterio técnico y tras el reconocimiento y ensayos del terreno que considere precisos, elegir para cada caso la presión admisible que considere adecuada,

Igualmente es preciso observar que si bien los valores que figuran en la Tabla 8.1 (de la Norma) se consideran admisibles para cada clase de terreno que en ella se especifica, dichos valores no garantizan que los asientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular, debiendo el autor del proyecto comprobar en cada caso estos extremos.»

«Cuando calculados los asientos o sus diferencias entre las diversas zonas del edificio, no sean de valor tolerable, se reducirán las presiones admisibles hasta conseguir que lo sean.

El asiento máximo tolerable se fijará por el autor del proyecto, atendiendo a las características especiales de cada tipo de obra.»

«Para la elección de la presión admisible en el terreno se procederá a un reconocimiento de éste. Los criterios que suelen seguirse son los que a continuación se indican.

Estudio de las observaciones e informaciones locales, así como del comportamiento de las cimentaciones de los edificios próximos.

Realización de perforaciones o calicatas, con profundidad suficiente para llegar a todas las capas que puedan influir en los asientos de la obra, y en número suficiente para juzgar de la naturaleza de todo el terreno afectado por la edificación.»

«Si con los estudios y observaciones de los apartados anteriores u otros adecuados no pudiera fijarse de manera clara la presión admisible para el terreno, se procederá a la realización de los ensayos precisos, que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado.»

La Norma MV 101-1962 es, pues, clara y explícita. Exige al autor del proyecto que fije el máximo asiento tolerable, que establezca un reconocimiento suficiente del terreno y que calcule y compruebe los asientos. En la inmensa mayoría de los proyectos de edificación, la Memoria contiene una relación de las Normas que se han aplicado, entre las que no suele faltar la MV 101-1962. Al menos en lo que respecta a las cimentaciones, esto es muchas veces falso, pues ni se han hecho reconocimientos y ensayos del terreno previos al proyecto, ni se fijan los valores de los asientos máximos tolerables, ni se calculan los asientos, ni se comprueba que son tolerables.

Tal vez, la constatación de esta evidencia movió a la Administración, en 1971, a dar un segundo paso en ese sentido. El decreto 462/1971, de 11 de marzo («B.O.E.» de 24 de marzo), «por el que se dictan normas sobre la redacción de proyectos y la dirección de obras de edificación», dice lo siguiente:

«Artículo primero.—En los proyectos de obras de edificación de cualquier tipo se hará constar expresamente:

A) En la Memoria y en el pliego de prescripciones técnicas particulares...

Dos. Una exposición detallada de las características del terreno y las hipótesis en que se basa el cálculo de la cimentación de los edificios.

A estos efectos, el Técnico encargado de la redacción del proyecto podrá exigir previamente, cuando lo considere necesario, un estudio del suelo y subsuelo que, formulado por Técnico competente, deberá ser aportado por el propietario o promotor.»

Para poder hacer esa exposición detallada de las características del terreno y establecer las hipótesis de cálculo de la cimentación, que exige el Decreto, se necesita conocer aquéllas y, salvo contadísimas ocasiones en que aflora una roca competente en todo o casi todo el solar, es imprescindible un reconocimiento geotécnico. Pues bien, son muchos los proyectos de edificación en cuya Memoria no figura, no ya una exposición detallada, sino la más ligera descripción de las características del terreno. Y mucho menos las hipótesis en que se basa el cálculo de la cimentación.

Con el Decreto 3565/1972, de 23 de diciembre («B.O.E.» de 15 de enero de 1973), nacen las NTE, «de aplicación en todas las edificaciones, si bien pueden adoptarse soluciones distintas a las contenidas en las Normas, con la debida justificación». Los artículos noveno y décimo de este Decreto dicen:

«Artículo Noveno. Los niveles de calidad, de control y mantenimiento definido por las normas tecnológicas, se entenderán mínimos.

Artículo Décimo. Las normas tecnológicas de la edificación tendrán carácter obligatorio, cuando así lo determine la Entidad promotora del edificio o el Organismo que otorgue los beneficios de la construcción.»

Este artículo décimo parece un tanto contradictorio con lo anteriormente establecido en el Decreto.

En aplicación del mismo, se dicta la Orden del Ministerio de la Vivienda de 10 de diciembre de 1975 por la que se aprueba la Norma Tecnológica NTE-CEG, «Cimentaciones: Estudios Geotécnicos». En ella se describen con detalle las prospecciones geotécnicas a llevar a cabo, en función del terreno y de las características del edificio a proyectar. De nuevo, hay que decir que son numerosos los proyectos de edificación en que no se aplica la NTE-CEG.

Los reconocimientos geotécnicos son, necesariamente, puntuales, de modo que son incapaces de garantizar absolutamente el suficiente conocimiento de las características del subsuelo. Aunque, realizados de acuerdo con las normas, reducen el margen de inevitable incertidumbre a límites admisibles por la sociedad. Cuando la normativa legal se ha cumplido y, aún así, se producen daños en las estructuras por excesivos movimientos del terreno, los pleitos no se resuelven en contra de los Técnicos involucrados, por aplicación del Art. 1105 del Código Civil ya citado.

En este sentido, un ejemplo lo constituye una sentencia de 30-X-1963 (González Rodríguez, 1982), en un pleito de ruina de edificios cimentados sobre terrenos de «bujeo» o arcillas expansivas, que dice textualmente:

«Concretado este especial fenómeno como causa principal y directa de la ruina, los numerosos informes y dictámenes aportados, han probado cómo el mismo no pudo ser previsto por el arquitecto, por ser desconocido tanto en sus causas como en las soluciones prácticas en las fechas en que las viviendas se proyectaron y edificaron..., fenómeno desconocido para él y por tanto no previsible en la ciencia de su tiempo, procediendo absolver al arquitecto.»

Siendo esta sentencia del año 1963, cabe pensar que las viviendas en cuestión se proyectarían y

edificarían en la década de los cincuenta. Por entonces, el fenómeno de la expansividad de las arcillas no era una novedad. Estaba incorporado a la ciencia de su tiempo y era conocido en sus causas y en las soluciones prácticas. Precisamente éstas, aunque sólo fuera con un carácter semiempírico, se aplicaban en todas las partes del mundo en que dicho fenómeno es trascendente.

En resumen, la normativa legal española obliga a prestar al terreno y al diseño de las cimentaciones la atención debida para que no se produzcan fallos; a pesar de lo cual, siguen teniendo lugar en buen número, lo que ha de achacarse a su incumplimiento.

4. REPERCUSION ESTRUCTURAL. ANALISIS E INTERPRETACION DE LOS SINTOMAS

Las estructuras, así como la tabiquería y los cerramientos en edificios, tienen una deformabilidad que les permite un cierto grado de distorsión sin que se alcancen los límites de resistencia de los materiales que las forman. Cuando los esfuerzos provocados por los asientos diferenciales de los apoyos, sumados a los propios de la estructura, llegan a agotar la resistencia a tracción, a compresión o a esfuerzo cortante de los materiales o las fábricas en algún punto, sobreviene la fisuración o el agrietamiento. Los agrietamientos de las estructuras obedecen, con frecuencia, a un fallo de cimentación; pero no siempre.

La morfología de los agrietamientos es el resultado de la interacción terreno-estructura, en el caso de fallo de cimentación. Las grietas son los síntomas cuyo análisis ayuda a comprender los movimientos que ha sufrido la estructura y a diagnosticar las causas que han originado el fallo de la cimentación. El diagnóstico correcto es de capital importancia para la selección y adecuada aplicación de las medidas terapéuticas.

En general, la morfología de los agrietamientos es complicada; difícil suele ser, asimismo, su interpretación, para la que se requiere una buena dosis de experiencia, capacidad de comprensión del comportamiento de las estructuras y, cómo no, sentido común. Sólo en circunstancias simples (p.e., asiento —o levantamiento— relativo grande de una o unas pocas zapatas contiguas) se produce una morfología simple. Es, además, muy frecuente que no exista una causa única, sino el concurso de varias causas, de mayor o menor trascendencia, que complican la situación. No es fácil, en muchos casos, dilucidar el grado de participación de las distintas causas en los daños observados.

En estructuras mixtas, como son las de edificación —formadas por muros de carga y tabiques, o por estructuras reticulares metálicas o de hormigón, cerramientos y tabiques—, los agrietamientos

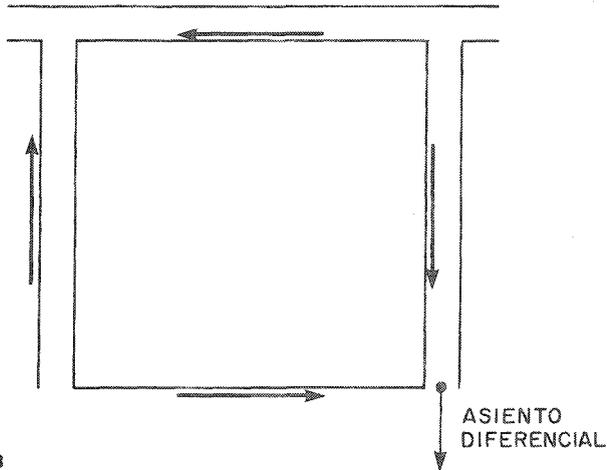
suelen empezar a manifestarse por los elementos más rígidos o menos resistentes. Así, en los edificios, lo primero que suele agrietarse es la tabiquería, ya que los tabiques tienen una rigidez grande dentro de su plano al tiempo que la fábrica que los forma es frágil y poco resistente. Los tabiques se amoldan difícilmente a las distorsiones provocadas por los asientos diferenciales.

En cambio, las estructuras reticulares son, comparativamente, mucho más flexibles, al tiempo que resistentes. Cuando las estructuras de hormigón armado llegan a fisurarse, los daños en cerramientos y tabiques acostumbran a ser ya importantes. No obstante, la combinación de los esfuerzos normales de servicio que soporta la estructura (especialmente con coeficientes de seguridad bajos) con los inducidos por los movimientos de la cimentación, ocasiona a veces la temprana aparición de fisuras en vigas y pilares. La interpretación de la fisuración en la estructura es considerablemente más difícil que la de agrietamientos en tabiques, ya que depende mucho de la magnitud y distribución de los esfuerzos de servicio y de las armaduras de que disponga cada sección. Por eso mismo, el juicio sobre la gravedad de una determinada situación debe ser encomendado a verdaderos especialistas, capaces de evaluar los esfuerzos de la estructura y pronunciarse sobre la reserva de hiperestatismo y seguridad que mantiene.

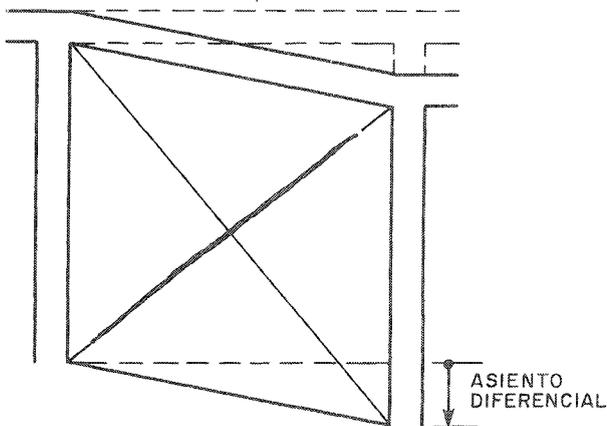
Según los criterios de Skempton y McDonald (1956), completados por Bjerrum, una distorsión angular de 1/500 (asiento diferencial entre dos pilares contiguos que encierran un tabique o entre los extremos de éste, dividido por la distancia entre pilares o extremos) es el límite seguro para edificios donde no se permita agrietamiento. Para distorsiones angulares superiores a 1/300, debe esperarse principio de agrietamiento de paredes. Cuando se llega a 1/150, seguramente se producirá agrietamiento considerable de muros, paneles y paredes de ladrillo. Constituye esa cifra, también, el límite a partir del cual deben temerse daños estructurales en edificios comunes.

Para luces ordinarias del orden de cinco metros, los asientos diferenciales a que se refieren los criterios anteriores son 1 cm, 1,7 cm y 3,3 cm. Una cifra semejante a 17 mm es la indicada por Terzaghi y Peck como asiento diferencial admisible en la mayoría de los casos: «La mayor parte de las estructuras ordinarias, como edificios de oficinas, de viviendas o fábricas, pueden soportar un asiento diferencial de tres cuartos de pulgada entre pilares adyacentes».

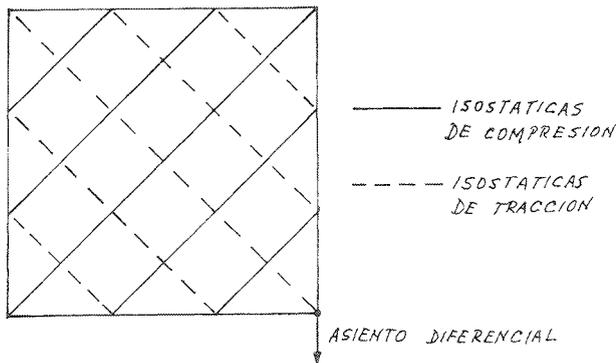
Por lo común, las grietas son la consecuencia de la rotura de las fábricas por tracción, pues la resistencia a tracción de tabiques y cerramientos es pequeña. Cuando se produce una distorsión, se crea en los paneles un estado tensional, con sus isostáticas de compresión y tracción.



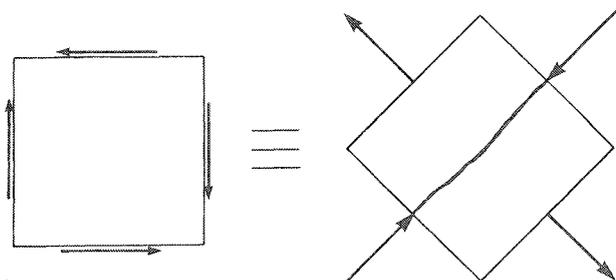
3
Esfuerzos en el perímetro de un tabique por asiento diferencial entre pilares



4
Distorsión y grieta en un tabique por asiento diferencial entre pilares



5
Isostáticas en un tabique por asiento diferencial entre los pilares que lo enmarcan



6
Equivalencia entre tensiones de corte puro y tensiones principales oblicuas

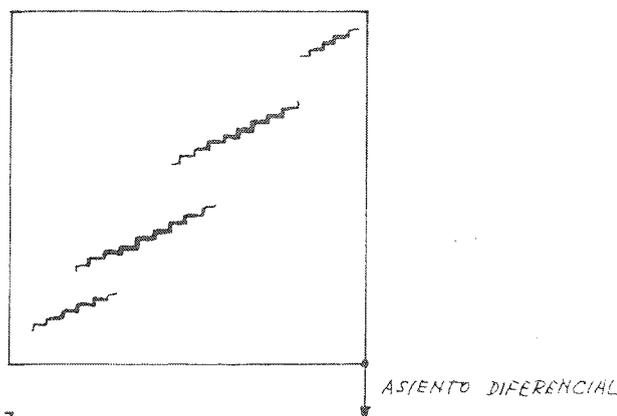
Las grietas se originan allí donde la tensión de tracción es máxima y siguen las isostáticas de compresión, ya que son perpendiculares a las tensiones principales de tracción. En la **fig. 3** se esquematiza un tabique, uno de cuyos extremos ha sufrido un asiento relativo (o el opuesto, un levantamiento).

El pilar que más asienta trata de arrastrar hacia abajo al tabique, transmitiéndole un esfuerzo tangencial en el contacto entre ambos elementos. El pilar que menos asienta trata de impedir el descenso del tabique, oponiéndose a ello y transmitiéndole asimismo un esfuerzo tangencial de igual magnitud que el anterior; pero, en este caso, dirigido hacia arriba, por equilibrio. Ese conjunto de fuerzas forma un par, de resultante nula, pero momento no nulo. El equilibrio de fuerzas requiere que se forme otro par que dé el mismo momento, pero de sentido contrario. Aparecen, entonces, unos esfuerzos tangenciales en la parte superior y en la inferior del tabique, que equilibran a los anteriores.

Si el asiento diferencial es pequeño, estas fuerzas a que se ve sometido el tabique serán resistidas sin problemas. Pero, si es suficientemente grande como para agotar la resistencia del tabique o de sus bordes, sobrevendrán agrietamientos. Los que suceda, y cómo suceda, la morfología de las grietas en definitiva, dependerá de cuál sea la zona más débil frente al esfuerzo que ha de soportar.

Supóngase que los contactos del tabique con los otros elementos estructurales, en su perímetro, son capaces de resistir los esfuerzos tangenciales. El tabique se distorsiona por el efecto de las fuerzas que aparecen en sus contornos (**fig. 4**); una diagonal se alarga y la otra se acorta. Según la diagonal que se alarga, se genera un esfuerzo de tracción y, según la que se acorta, un esfuerzo de compresión. Es la consecuencia del estado tensional en el tabique, cuya red de isostáticas se representa en la **fig. 5**. En efecto, unos esfuerzos cortantes puros en el perímetro de un elemento rectangular equivalen a unos esfuerzos principales de tracción y compresión oblicuos, inclinados 45° con relación a la horizontal o la vertical (**fig. 6**). Si la resistencia de la fábrica no es suficiente para soportar la tensión de tracción, se produce la fisura según una línea perpendicular a ese esfuerzo no resistido (**fig. 4**).

Esta es la razón de que los asientos causen, típicamente, grietas inclinadas (más o menos a 45°). No siempre ocurre así, sin embargo. Las anisotropías o heterogeneidades de resistencia modifican a veces este esquema. Los tabiques están formados, normalmente, por hiladas de ladrillos, tomadas con mortero. La resistencia del ladrillo y la del mortero son diferentes. Con frecuencia, la junta de mortero entre ladrillos es el elemento menos resistente. Entonces, una grieta de 45° se resuelve



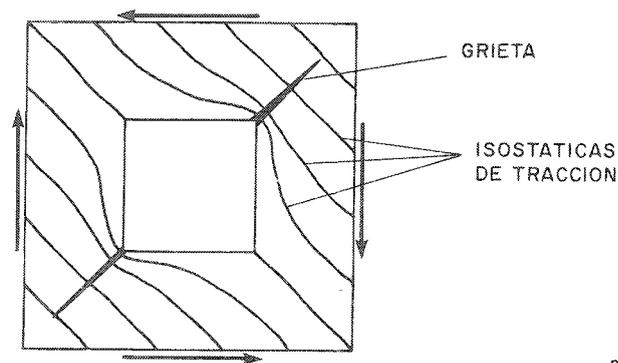
7
Arietamiento en tabique de ladrillo por asiento diferencial

en ocasiones según grietas verticales y horizontales en forma de escalera, siguiendo las juntas entre ladrillos, que son más débiles. Como los ladrillos no suelen ser cuadrados, si en condiciones homogéneas la grieta hubiese sido a 45° , el resultado es una grieta discontinua (fig. 7), con tramos separados y en parte solapados que, visto en conjunto, equivalen a la grieta de 45° . En donde dos tramos se solapan, la suma de aperturas es igual a la apertura total; una grieta va perdiendo intensidad mientras que la otra va abriéndose, manteniéndose la suma de aperturas aproximadamente constante.

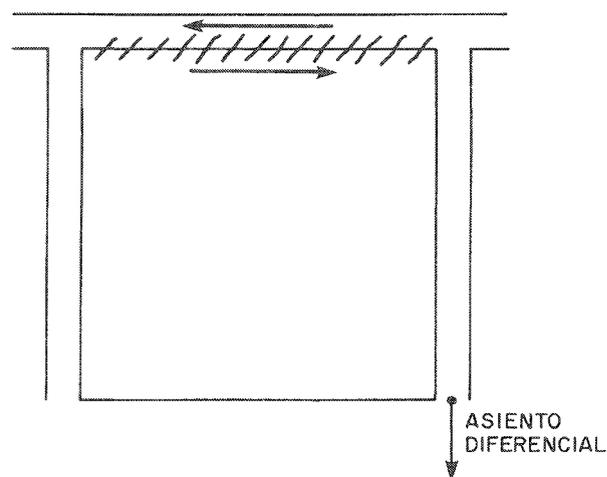
Los huecos en los tabiques (puertas o ventanas) suponen una heterogeneidad muy acusada. Su presencia en tabiques sometidos a una situación como la descrita provoca fuertes concentraciones de tensiones en las esquinas de los huecos. Las isostáticas de tracción (fig. 8), que no pueden pasar por el vacío, se ven forzadas a contornear los huecos, concentrándose y «apretándose» en las inmediaciones de las esquinas. Toda concentración de isostáticas supone un incremento de la intensidad del esfuerzo. Siendo las esquinas de los huecos los puntos donde se producen las máximas tracciones, es allí en donde se generan las grietas inclinadas. Esto determina que las grietas a 45° en presencia de ventanas nazcan en sus esquinas y pasen de una esquina a la diagonalmente opuesta, situación típica de asientos o levantamientos diferenciales.

A veces, las heterogeneidades de resistencia se dan en el perímetro del tabique, con juntas que son planos de debilidad. Así, por ejemplo, en el entronque de un tabique con una viga (fig. 9), la resistencia al esfuerzo cortante entre ambos puede ser pequeña e insuficiente para absorber las tensiones tangenciales que se generan en el contacto por asiento diferencial (asiento mayor del pilar de la derecha en la figura). A medida que el asiento diferencial va creciendo, los esfuerzos tangenciales lo hacen también, hasta que sobreviene el agotamiento de resistencia en dicho contacto y se produce el deslizamiento relativo entre tabique y viga. Pero el enlucido de yeso que recubre el

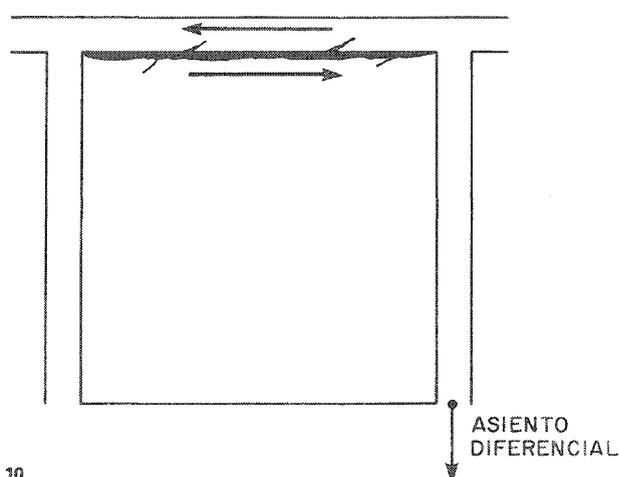
tabique, la viga y la junta entre ambos es isótropo y homogéneo. Como resultado, ese deslizamiento se traduce en un sistema de fisuras cortas, inclinadas a 45° , más o menos, y aproximadamente paralelas entre sí. En el enlucido de yeso, la rotura se ha producido por agotamiento de la resistencia a tracción.



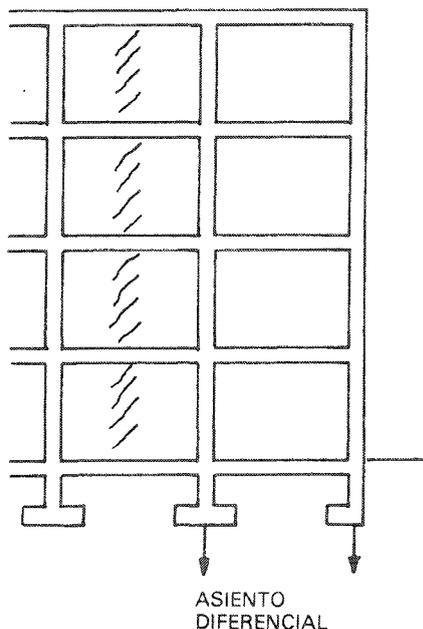
8
Isostáticas de tracción en un tabique por la presencia de una ventana. Grietas en las esquinas



9
Grietas debidas a asiento diferencial causadas por deslizamiento entre tabique y viga

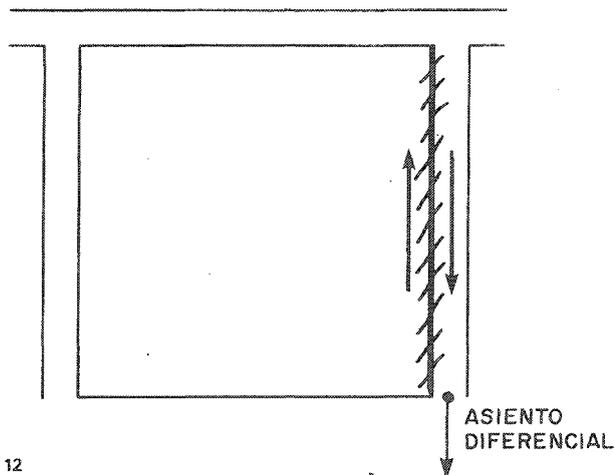


10
Otro modo de manifestarse el deslizamiento entre tabique y viga causado por asiento diferencial entre pilares



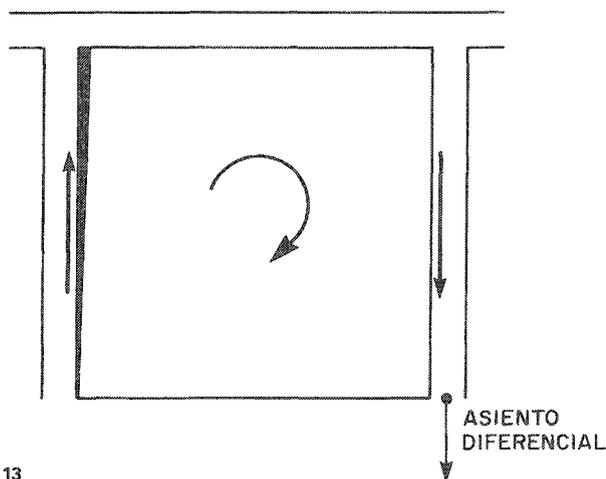
11

Familia de grietas en los tabiques de todas las plantas de un edificio por una diferencia acusada en las condiciones de apoyo de los cimientos



12

Grietas debidas a asiento diferencial causadas por deslizamiento entre tabique y pilar



13

Despegue entre tabique y pilar por asiento diferencial

En algunos casos, en lugar de ese sistema de pequeñas grietas inclinadas, se crea una única grieta en el techo, que marca el límite inferior de la viga, aunque suele tener ligeros ramales inclinados (fig. 10). De todas formas, es más típico que se produzca la familia de grietas inclinadas que se sitúan, en su conjunto, siguiendo la línea horizontal del contacto y encubriendo el deslizamiento en la línea de debilidad.

A otra escala, un mecanismo semejante produce a veces grietas del mismo tipo en los tabiques de todas las plantas de un edificio (fig. 11). Sucede esto, por ejemplo, cuando las cimentaciones de una parte de un edificio están apoyadas sobre suelos menos compresibles que los de la otra parte. La zona peor apoyada queda como en voladizo con relación a la mejor apoyada. Los esfuerzos que van a las cimentaciones se redistribuyen; la zona de suelo más deformable no recibe toda la carga que las vigas transmiten a los pilares, sino que, a través de la rigidez estructural, parte de esa carga se va a la zona de suelo menos deformable. El mayor esfuerzo cortante a que esta redistribución da lugar se concentra en el límite de la zona más dura y origina el tipo de agrietamiento indicado. Una vez producidas las grietas, el esfuerzo cortante no progresa más allá de la zona menos compresible.

El fallo por deslizamiento (por agotamiento de la resistencia a esfuerzo tangencial) en el perímetro de los tabiques no tiene lugar siempre, de producirse, en la parte superior. Otro tanto puede suceder en el contacto vertical entre tabique y pilar, o en el encuentro entre dos tabiques perpendiculares o un tabique perpendicular a un cerramiento (fig. 12), dando entonces lugar a una grieta vertical en la unión o una familia de grietas oblicuas semejantes a las antes descritas. Esta morfología de fisuras puede ser, pues, la consecuencia visible de asientos o levantamientos diferenciales inadmisibles, en vez de la clásica grieta de 45°.

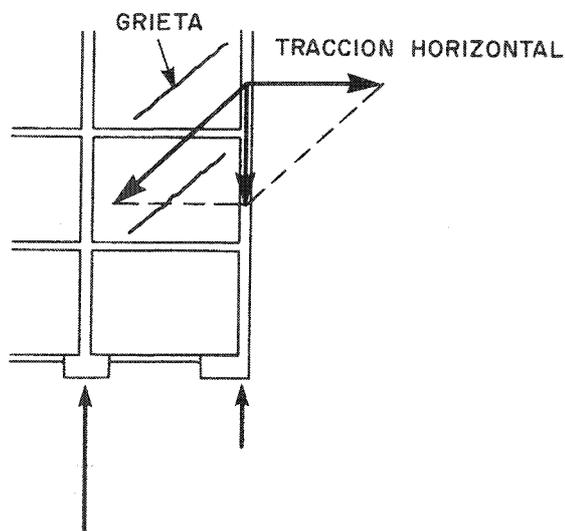
Las grietas verticales en los extremos de ambos lados de un tabique pueden responder a otro mecanismo, asimismo desencadenado por asientos diferenciales excesivos (siempre que se dice asientos, entiéndase que también es aplicable a levantamientos). En ocasiones, los elementos que limitan al tabique en sus bordes horizontales superior e inferior no son capaces de aportar los esfuerzos tangenciales que se requerirían para equilibrar al par de fuerzas que los pilares ejercen sobre él. En consecuencia, el tabique se ve sometido a un momento que tiende a hacerlo girar dentro de su plano. Si la junta es débil y la fábrica del tabique más resistente, el contacto entre tabique y pilar no puede resistir las tracciones que entre ambos se generan en el plano del tabique y se produce el despegue según una grieta vertical (fig. 13), que se caracteriza por una variación lineal de la apertura, mayor arriba que abajo (o viceversa, se-

gún cual sea el apoyo que más ha asentado o el contacto que haya fallado). Otro tanto puede suceder, simultáneamente, en los dos extremos del tabique, produciéndose entonces dos grietas verticales, con variaciones opuestas de la apertura, una más abierta arriba que abajo y otra al revés, indicando así el sentido de giro del tabique como un cuerpo rígido. Agotada la resistencia en los bordes de máxima tracción, se inician las roturas, disminuye el brazo resistente, aumentan las tensiones y prosiguen las grietas.

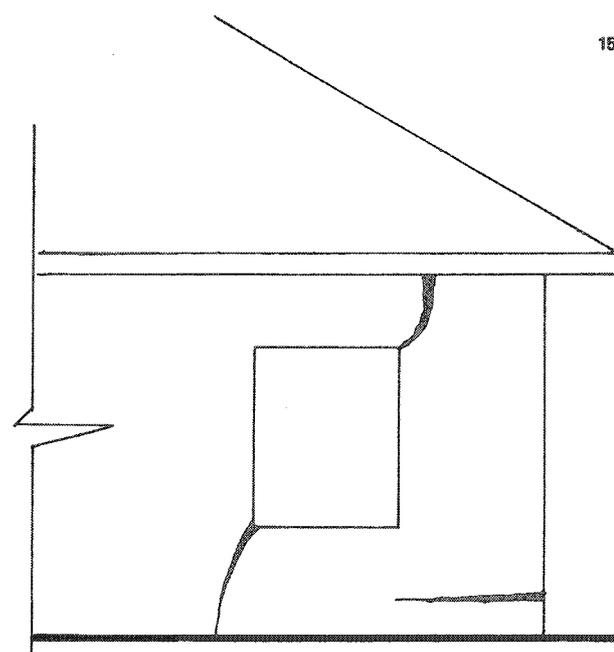
Cuando se produce un asiento diferencial excesivo en una esquina de un edificio, esa esquina tiende a desplazarse hacia afuera. Se trata de un efecto característico en problemas de colapso del terreno (mecanismo por el cual un suelo flojo, semisaturado o seco, sufre un asiento grande bajo carga al saturarse por alguna razón). También sucede cuando el terreno de cimentación en la esquina es más compresible que en el resto. Por cualquiera de estas razones, el pilar de la esquina tiende a asentarse más que los otros, a lo que trata de oponerse la rigidez estructural del edificio, quedando parcialmente en voladizo la zona de la esquina. Como consecuencia, se produce una redistribución de cargas en los cimientos. No toda la carga que el pilar de esquina recibe de vigas y forjados llega al terreno de su propia cimentación, sino que, en parte, se va a través de los tabiques, con dirección inclinada, hacia las zonas de terreno menos compresibles o que no han colapsado (fig. 14). En el tabique se forma la grieta inclinada de asiento diferencial que es, precisamente, una isostática de compresión, según ya se explicó. Pero, mientras que las cargas que recibe el pilar son verticales (pues proceden de pesos propios y sobrecargas), la reacción que proporciona el tabique es inclinada, de modo que no hay equilibrio entre acción y reacción. Para restablecerlo, aparece una fuerza horizontal, que completa el polígono de fuerzas en equilibrio y que es la responsable del desplazamiento de la esquina hacia afuera y, en muchos casos, de la generación de una grieta vertical en la parte alta.

Este simple mecanismo, o contemplado como voladizo, se da igualmente en estructuras formadas por muros de carga. Cuando cede una esquina de un edificio de poca altura, aparecen típicamente grietas como las indicadas en la fig. 15. La inclinada de la parte inferior responde a la rotura del muro a esfuerzo cortante vertical, que se traduce en una tracción máxima a 45° . En la parte alta, el muro, trabajando a flexión dentro de su plano, está sometido a tracciones horizontales y la grieta se hace vertical. En realidad, la grieta se dispone siguiendo una isostática de compresión, resultando, en su conjunto, de una apariencia semejante a una línea teórica de este tipo. La fig. 16 representa la red de isostáticas de un muro sometido a su peso propio, que está mal apoyado en un extremo. Como puede apreciarse, las isostáticas de

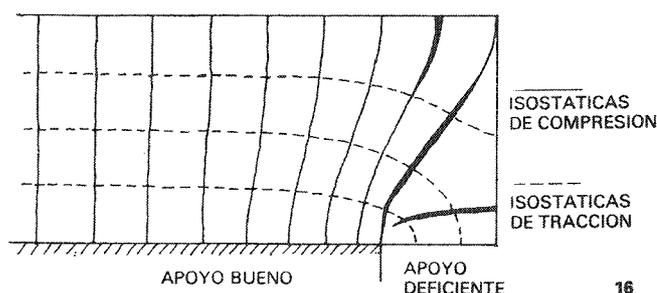
compresión en la zona de mayor concentración de esfuerzos tienen un aspecto muy semejante al de las grietas dibujadas en la fig. 15.



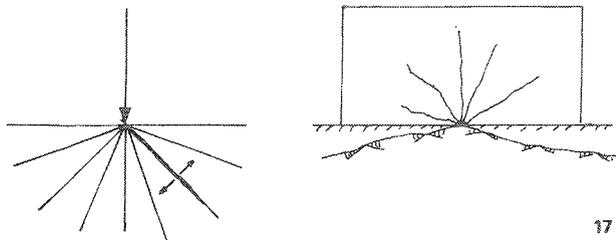
14
Tendencia al desplazamiento hacia afuera de la esquina que sufre un asiento diferencial excesivo



15
Agrietamiento típico de un edificio cuando la esquina asienta excesivamente

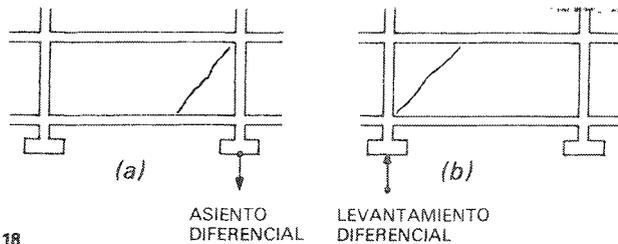


16
Isostáticas en un tabique cuyo extremo tiene un apoyo deficiente con relación al resto



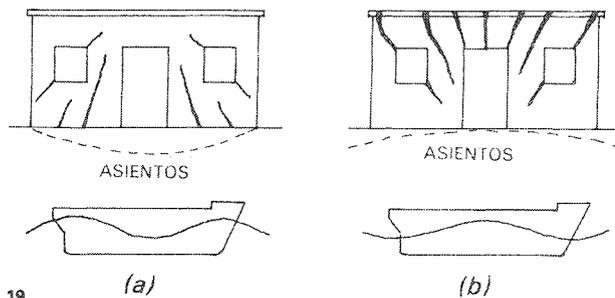
17

Efecto de la concentración de tensiones por existencia de un punto duro en el cimiento y agrietamiento consecuente



18

Diferentes efectos de asiento y levantamiento en tabiques largos



19

Agrietamientos de «arrufo» y de «quebranto»

Cabe aún añadir más a propósito de este ejemplo. En la esquina, las isostáticas de tracción tienden a disponerse verticales. El muro, concebido para trabajar a compresión vertical, pasa a trabajar a tracción. Al no recibir reacción del terreno en la esquina, queda como colgando del resto y, si se supera la resistencia a tracción de la fábrica por el peso no compensado de la parte baja del muro, aparece una grieta horizontal. En el caso de una estructura reticular de hormigón armado, el pilar de la esquina puede también invertir su forma de trabajo y pasar a trabajar a tracción, con la zapata colgando con todo su peso del pilar. Esto sucede fundamentalmente en problemas de colapso del suelo, cuando éste asienta por sí mismo tanto que la zapata no puede acompañarle debido a la rigidez estructural y nada de la carga del pilar llega al terreno. Las grietas horizontales en muros y afectando a toda la sección de un pilar según un plano horizontal son típicas de casos de colapso.

Por lo general, las grietas, al seguir las isostáticas de compresión, apuntan o se dirigen a los puntos duros del cimiento (zonas del terreno menos deformables, zapatas mejor apoyadas, puntos de levantamiento por hinchamiento del suelo en arcillas expansivas, etc.). Cuando ante una situa-

ción de cimentación deficiente entra en juego la rigidez estructural, se redistribuyen las cargas en los cimientos y se concentran en los puntos relativamente duros. Sabido es que, al aplicar una carga vertical en un semiespacio elástico limitado por un plano vertical, las isostáticas de compresión consisten en una radiación de rectas que parten del punto de aplicación (fig. 17). Las isostáticas de tracción (familia de curvas ortogonales) forman un conjunto de circunferencias concéntricas con dicho punto de aplicación de la carga. Invertiendo el problema, es equivalente al caso de un muro apoyado en un terreno con un punto duro, al que le salen grietas radiales siguiendo las isostáticas de compresión.

A veces, se plantea la cuestión, ante una grieta inclinada, de discernir si un pilar ha asentado excesivamente o el contiguo se ha levantado. Cuando el tabique es de proporciones alargadas, predominando la longitud sobre la altura (fig. 18), el problema es sencillo, pues la grieta se sitúa en las proximidades del pilar que ha sufrido el movimiento anómalo (el pilar de la izquierda se ha levantado, en el caso de la fig. 18b y el de la derecha ha descendido, en el caso de la fig. 18a). Esto se debe a que los efectos de una perturbación se localizan en las proximidades de la misma. Si el tabique fuese indefinidamente largo, es claro que los efectos serían insensibles a una cierta distancia del pilar que se hubiera movido.

Ciertas situaciones regulares de asientos o levantamientos de los cimientos de un edificio son asimilables a aquellas en que se encuentra un buque sometido a un oleaje con longitud de onda semejante a su eslora (términos marinos de «arrufo» —fig. 19a— y «quebranto» —fig. 19b—). Los correspondientes esquemas de agrietamiento se representan en la fig. 19. El quebranto es más perjudicial. En el caso del arrufo, el terreno coarta por rozamiento con la cimentación el alargamiento de ésta, introduciendo unas tensiones que se oponen a las de tracción de la base del edificio. Al tiempo, las grietas se reparten en un mayor número, más finas.

El quebranto se da cuando los asientos son mayores en los extremos que en el centro, o cuando por expansividad se producen hinchamientos mayores en el centro que en los extremos. Recíprocamente, el arrufo corresponde a levantamientos de las esquinas con relación al centro o a asientos en el centro mayores que en los extremos.

Las situaciones de quebranto conducen al alargamiento de las fibras superiores de la estructura. En este caso, es típico que salgan grietas en los suelos de los pisos altos, las juntas entre losetas de terrazo o entre tablas de entarimados o parquetes se abren; o aparecen grietas en los techos. Todo ello como consecuencia del estiramiento de los forjados. La intensidad de grietas es mayor en las plantas más altas. Incluso, es frecuente el

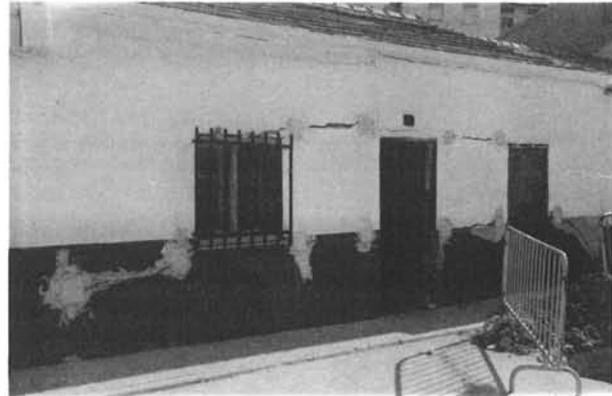
agrietamiento de las cubiertas planas y, a menudo, esto es causa de goteras en la planta superior cuando llueve.

Estos mismos efectos se dan cuando asienta más una esquina del edificio que el resto y queda parcialmente en voladizo. En el caso de arrufo, ocurre otro tanto, pero los forjados afectados son entonces los de las plantas más bajas. Sin embargo, por las razones antes apuntadas, la intensidad de los daños es menor.

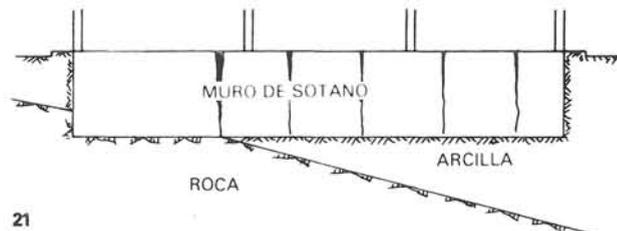
En situaciones de arrufo, la morfología de las grietas es, a veces, diferente de la indicada en la figura 19a. Dependiendo de factores tales como la causa del asiento mayor en el centro, las proporciones del tabique, la disposición de los huecos, etc., se genera en ocasiones un efecto arco en el plano del tabique. Entonces, las grietas inclinadas de un lado y otro se unen por arriba. Todo lo que queda por encima de la grieta más alta, continua, pasa a trabajar como un arco a compresión. Lo que queda por debajo, sin apoyo o con apoyo deficiente, está sometido a las tracciones verticales debidas al peso propio no compensadas por la reacción del terreno, dando lugar a grietas sensiblemente horizontales. Un buen ejemplo se da en la fig. 20. El agrietamiento fue consecuencia de la rotura de una tubería de abastecimiento de agua. En el momento de escribir este artículo se va a iniciar el estudio de este caso, de modo que por ahora no es posible establecer si hubo arrastre de terreno bajo los cimientos o colapso.

En forjados isótropos, las grietas son perpendiculares a la dirección en que se producen las máximas tracciones. En forjados de viguetas y bovedillas, marcadamente anisótropos en resistencia a tracción dentro de su plano, lo que suceda guarda estrecha relación con la posición relativa de la dirección del forjado con respecto a la máxima tracción. Si ambas son perpendiculares entre sí, se abrirán con gran facilidad grietas paralelas a las viguetas. Si son oblicuos, se tendrán, seguramente, bastantes grietas paralelas a viguetas, pero acompañadas de tramos oblicuos (algo parecido a lo representado en la fig. 10) que pueden afectar a las viguetas y fisurarlas. Si ambas direcciones son coincidentes y el esfuerzo es suficientemente grande, las viguetas pueden partirse, poniendo en grave peligro la estabilidad del forjado.

Ya se indicó que una situación muy desfavorable es el apoyo de una misma estructura en parte en roca y en parte en suelos. Especialmente nocivo es cuando la capa de suelo tiene forma de cuña, con espesor gradualmente creciente, ya que los asentamientos son en cierto modo proporcionales al espesor de la capa compresible. En un reciente caso (fig. 21), un muro de sótano, que recibía las cargas de los pilares de fachada, se encontraba apoyado sobre caliza en su extremo occidental y sobre unas arcillas residuales, en forma de cuña, en



20 Efecto arco y agrietamiento consecuente en deformación de «arrufo»



21

Agrietamiento de muro apoyado en parte en roca y en parte en suelo con espesor variable en forma de cuña

la parte oriental. El resultado fue el agrietamiento del muro según grietas predominantemente verticales, en toda la altura del muro, más abiertas arriba que abajo, como consecuencia del trabajo del muro a flexión dentro de su plano. En los pisos del inmueble había numerosas fisuras en techos y suelos, perpendiculares a la fachada (coincidiendo en este caso con la dirección de las viguetas de los forjados).

Los daños por inadecuada cimentación en arcillas expansivas dependen de numerosos factores:

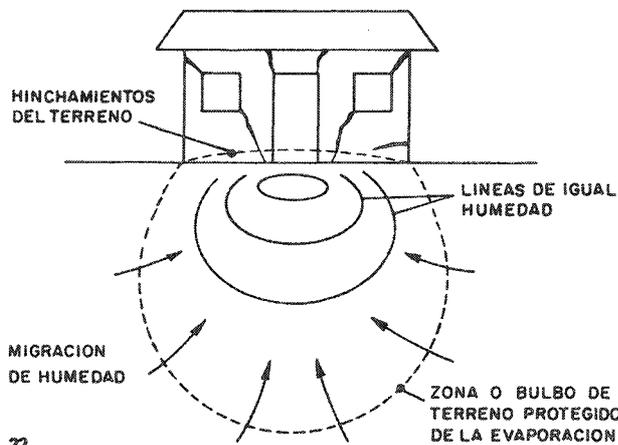
- Características de expansividad de las arcillas.
- Características climáticas de la zona.
- Tipo de cimentación, profundidad y presión transmitida al terreno.
- Características de la estructura.
- Disposición de las redes de abastecimiento de agua y saneamiento, así como de su capacidad de deformarse sin que se produzcan fugas.
- Existencia de jardines, riego de los mismos, presencia de árboles que requieren bastante agua.
- Pavimentación alrededor de la estructura, aceras, juntas, cuidado en bajantes y elementos de recogida y evacuación de aguas pluviales.
- Existencia de instalaciones de calefacción u hornos en contacto con el terreno, que pueden provocar su desecación, etc.

Si por alguna de las anteriores circunstancias se produce una inundación o una desecación localizada, se originarán levantamientos o descensos de los cimientos por expansión o retracción respectivamente, también localizados. Los daños serán la consecuencia de esos movimientos de los apoyos de la estructura.

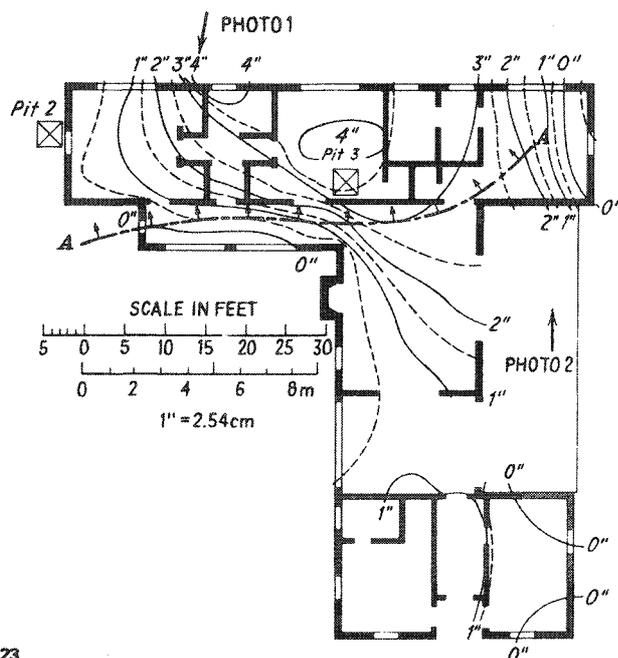
Sin embargo, son las características del clima las que, normalmente, determinan la morfología de los agrietamientos. En la Península Ibérica, el tipo de clima predominante es el monzónico, con estaciones muy marcadas y períodos secos muy prolongados, a excepción de las regiones húmedas costero-cantábricas y atlánticas y las regiones levantinas y del Sureste. En estas últimas, el clima es de tipo saheliño, con un permanente y acusado déficit de humedad, ya que la evaporación su-

pera a la precipitación; el terreno se encuentra profundamente desecado.

Cuando en las regiones de clima saheliño se construye un edificio, el área cubierta queda protegida de la evaporación predominante. La afectación se extiende de manera sensible hasta una profundidad del orden del ancho a vez y media el ancho del edificio. La modificación de las condiciones previas provoca un continuo aumento de la humedad en la zona en que la evaporación queda impedida. La temperatura del suelo en el área cubierta y protegida de la insolación desciende algunos grados, lo que da lugar a condensaciones del vapor de agua que hay en los poros del terreno. Disminuye así la succión y el suelo se hincha. Además, por termósmosis entre el terreno cubierto, menos caliente, y el no cubierto de los alrededores, más caliente, se produce una migración de vapor de agua hacia el centro del edificio.



22
Aumento de humedad en el terreno bajo un edificio en clima de tipo saheliño. Agrietamiento consecuente por «quebranto», si el suelo es expansivo



23

Líneas de igual levantamiento de la solera de un edificio en clima de tipo saheliño. Efecto cúpula

Es este un proceso monótono, es decir, siempre en el mismo sentido, y su consecuencia es un continuo levantamiento del terreno bajo el edificio, mayor en el centro y menor en la periferia y, por tanto, en forma de cúpula. Los daños estructurales responden a este tipo de movimiento del suelo y son análogos a los descritos como de quebranto (fig. 22).

En la fig. 23 pueden verse las curvas de igual levantamiento de un edificio (Tschebotarioff, 1953); es un ejemplo de lo que se conoce como levantamiento en cúpula.

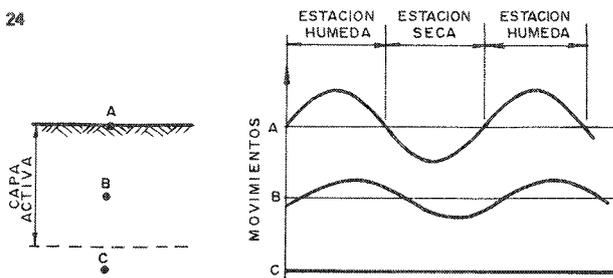
El proceso es más bien lento y, así, los daños tardan de unos tres a cinco años en empezar a manifestarse. En edificios con solera de planta baja directamente apoyada en el terreno, los primeros síntomas consisten en abombamiento de las mismas. Normalmente, los cerramientos y muchos de los tabiques están apoyados en vigas riostras de la cimentación o en cimientos corridos con lo que su nivel de apoyo en el terreno es algo profundo y, además, le transmiten una cierta presión, todo lo cual mitiga sus levantamientos.

Los abombamientos de las soleras pueden llegar a ser al cabo de una decena de años de construido el edificio muy acusados, sin que apenas haya importante agrietamiento de los elementos estructurales. Lo primero que se nota es que las puertas rozan en el suelo y hay que estar cepillándolas con frecuencia continua.

Aparte de este efecto general de levantamiento en cúpula, monótono y lento, se pueden producir fuertes hinchamientos locales por inundación consecuente con roturas de tuberías, acceso directo al terreno de aguas pluviales, etc. Dada la fuerte desecación original del suelo, los efectos pueden ser muy pronunciados.

Otros aspectos de la morfología de los daños en estructuras sobre arcillas expansivas, en climas

24



Movimientos alternativos de ascenso y descenso del terreno en clima de tipo monzónico

sahelianos, son el diferente comportamiento de las fachadas según su orientación (ver fig. 23) y un aumento relativo de la intensidad del hinchamiento siguiendo las conducciones enterradas por donde circula agua fría, que provoca localmente una mayor disminución de temperatura en el terreno.

La situación es radicalmente distinta en las zonas de clima monzónico. Suponiendo un equilibrio entre precipitación y evaporización a lo largo del año, un punto del terreno en su superficie sufrirá periódicos descensos y elevaciones según se esquematiza en la fig. 24. Los movimientos serán semejantes, pero amortiguados y algo diferidos en el tiempo, en puntos a una cierta profundidad. Puntos en el límite o por debajo de la capa activa (profundidad hasta donde se dejan sentir los cambios estacionales de humedad) no sufrirán movimientos.

Al construirse un edificio, el terreno bajo él queda protegido en parte de los cambios estacionales de humedad y, dependiendo de la posición de cada punto, tendrá unos movimientos amortiguados y diferidos con relación a los que tendría de no haberse construido el edificio, o tenderá a un equilibrio de humedad.

En consecuencia, las partes centrales de los edificios sufrirán un levantamiento o un descenso, según el tiempo del año en que se construya, y, luego, unos leves movimientos estacionales. En cambio, las esquinas y zonas perimetrales estarán sometidas a unos movimientos alternativos cíclicos de levantamiento y descenso, cuyo sentido inicial también depende del momento de la construcción. Estos movimientos diferenciales son muy dañinos para las estructuras. Su intensidad depende, aparte de estos factores ya reseñados, de la profundidad y características de las cimentaciones.

A estos movimientos de carácter general hay que sumar los hinchamientos debidos a inundaciones locales, así como a aspectos de detalle (p.e., si un edificio se construye en un desmonte en ladera, las condiciones iniciales de humedad del terreno pueden ser marcadamente distintas de unos puntos a otros). El resultado de todo esto suele ser, en la mayoría de los casos, una morfología de agrietamientos aparentemente caótica. De otro lado, no hay que olvidar que al crearse una grieta funciona en adelante como junta de dilatación y

modifica las características de rigidez del edificio, lo que tiene trascendencia en el progreso de la fisuración cuando se dan movimientos cíclicos.

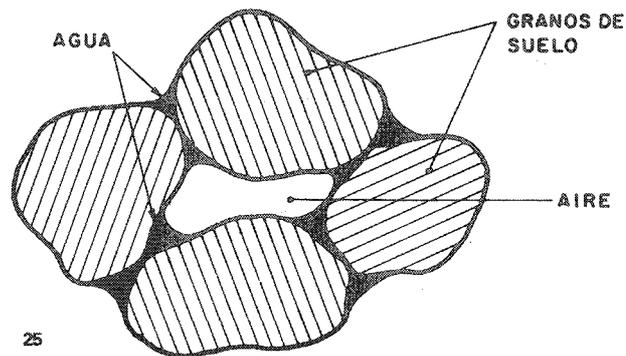
En muchas regiones, el clima no es ni enteramente monzónico ni enteramente saheliiano, dando lugar a situaciones mixtas entre las antes descritas.

El número de plantas o peso total del edificio tiene, también, una influencia considerable sobre la intensidad de los daños, dado que existe una relación de tipo hiperbólico entre presión aplicada al terreno y magnitud de hinchamiento, que vienen a ser inversamente proporcionales. Por eso, los edificios livianos de pequeña altura (p.e., las casas de una planta) son los más sensibles.

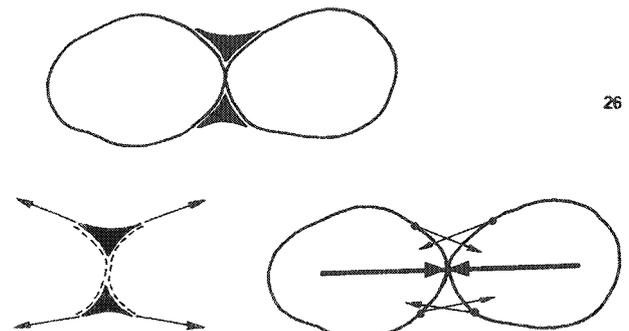
Los movimientos por expansión o retracción del terreno no se producen únicamente en sentido vertical, sino, también, en sentido horizontal. A los daños por asentos o levantamientos diferenciales hay que añadir los debidos a corrimientos horizontales o a empujes laterales sobre elementos de la cimentación, que son muy perjudiciales y complican notablemente el panorama de fisuración de tabiques y cerramientos.

La mayor parte de las ideas hasta aquí expuestas sobre el fenómeno de expansividad de las arcillas está tomada de Jiménez Salas, 1980.

Las razones por las cuales se produce el fenómeno de expansión o retracción de ciertas arcillas al variar su contenido de humedad son complejas. Sin embargo, puede darse una idea sencilla de la mecánica de tales cambios de volumen.



Las tres fases en un suelo semisaturado



Fuerzas recíprocas entre agua y granos en un suelo semisaturado. Presión intergranular consecuyente

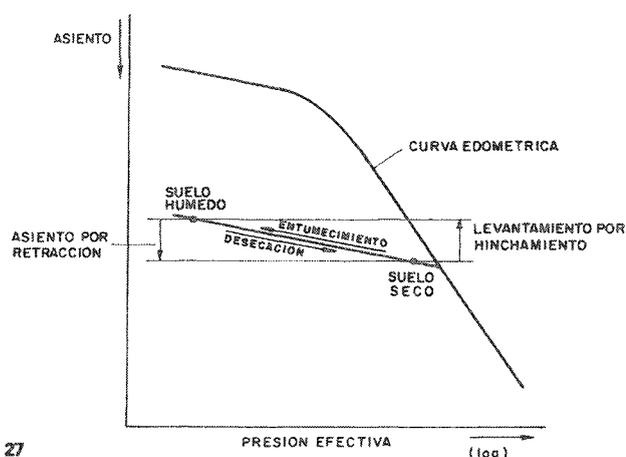
En un suelo semisaturado, el agua llena parcialmente los poros y se encuentra adherida a las partículas sólidas como se esquematiza en la figura 25. Por las mismas razones en que se fundamenta la ascensión capilar, la superficie del agua forma un menisco cóncavo. La presión del aire es la atmosférica y la del agua es menor. La superficie del agua se comporta como una lámina sometida a diferente presión a un lado que a otro. La tensión superficial es resistida en el contorno de esa lámina por unas fuerzas de tracción que aportan las partículas de suelo (fig. 26). Recíprocamente, el agua ejerce sobre los granos unas fuerzas que tienden a aproximar unos a otros. Aunque no haya cargas externas, el suelo se halla internamente comprimido con una presión efectiva o intergranular.

La intensidad del fenómeno es mayor cuanto más pequeñas son las partículas de suelo porque, consecuentemente, menores son los poros. Sabido es que la ascensión capilar es mayor cuanto menor es el diámetro del tubo. Asimismo, la presión intersticial es más baja a medida que el suelo es más fino y puede llegar a alcanzar valores negativos muy grandes.

También es función del grado de saturación. Cuanto más seco esté el suelo más pequeños serán los meniscos y mayor su curvatura, dando lugar a más elevadas presiones intergranulares.

Todos los suelos sufren cambios de volumen al variar el contenido de humedad. Pero el fenómeno sólo tiene importancia práctica en los suelos muy finos, en las arcillas de tamaño más pequeño de partícula, que son las formadas por minerales más activos, por lo que, además, son las más plásticas.

Así pues, estas arcillas, cuando están secas, aunque no estén sometidas a ninguna tensión total, pueden tener una presión efectiva muy grande, por ser muy elevada su succión (o presión intersticial negativa), ya que la presión efectiva es igual a la total menos la intersticial.



27

Cambios de volumen por cambio en el contenido de humedad de una arcilla expansiva

Al humedecerse, disminuye la succión y, simultáneamente, la presión efectiva interna. El suelo, al estar menos comprimido, se expande y aumenta de volumen. Al revés sucede cuando el suelo se seca, lo que da lugar a una retracción.

En un diagrama edométrico simplificado (fig. 27), la arcilla recorre una rama de descarga y recarga de la curva edométrica. Si está inicialmente seca, el punto representativo está a la derecha, correspondiendo a una alta presión efectiva. Al humedecerse, disminuye la presión efectiva, se relaja la compresión intergranular y tiene lugar un levantamiento. Sucede al contrario cuando la arcilla está inicialmente húmeda y se seca.

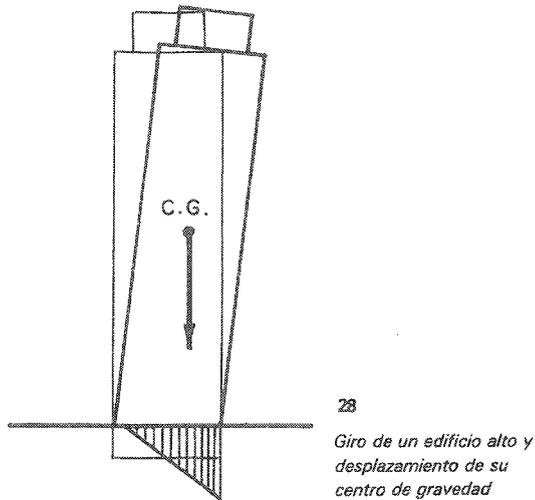
Por último, conviene indicar las zonas más peligrosas por expansividad del terreno en la Península Ibérica (Rodríguez Ortiz, 1975):

- Valle del Ebro; en depósitos arcillosos del Oligoceno y Mioceno (Bujaraloz, Tamarite de Litera, etc.).
- Sur de Madrid; depósitos arcillosos y margosíferos del Mioceno, entre Vicálvaro y Chinchón hasta Illescas.
- Alrededores de Jaén; depósitos del Oligoceno y Mioceno basal (Burdigaliense) entre Jaén y Mancha Real.
- Provincia de Almería; depósitos miocenos del valle del río Almorox, del corredor Tabernas-Vera y del Campo de Nijar.
- Arco Sevilla-Huelva; en los depósitos Pliocenos y Cuaternarios.
- Provincia de Murcia; depósitos del Mioceno y Plioceno del área Zarcilla de Ramos-Mula-Archena-Fortuna. Depósitos pliocuaternarios del Campo de Cartagena.
- Tierra de Campos, depósitos del Mioceno entre Carrión de los Condes y Medina de Rioseco.

Y otras muchas áreas localizadas de extensión más o menos reducida.

Para completar estas simples nociones sobre agrietamiento de edificios por deficiencias del cimentamiento, interesa decir que los de poca altura en comparación con la base tienen más tendencia a la fisuración que los edificios esbeltos. Es más, las torres altas y de pequeña base se inclinan, a veces, monolíticamente, con escasos daños en tabiquería.

En las torres, el centro de gravedad de los pesos se sitúa muy alto (más o menos, a media altura del edificio). Si una torre se inclina, el desplazamiento horizontal que sufre el centro de gravedad puede ser de cierta importancia. Con ello, su ver-



tical se descentra de la base y las cargas en la cimentación se modifican, aumentando, precisamente, del lado más blando del terreno (fig. 28), con lo que la situación tiende a agravarse.

Como se ha dicho, también la estructura puede llegar a fisurarse, en razón de los esfuerzos anormales que la sobrecargan. En este sentido, podrían hacerse consideraciones análogas a las anteriores, aunque la cuestión es más compleja y escapa a los límites de este artículo. Baste con decir que las estructuras porticadas, concebidas para resistir acciones predominantemente verticales, están mejor capacitadas para soportar movimientos diferenciales en vertical de sus apoyos que en horizontal. Estos posibles desplazamientos horizontales diferenciales de los apoyos no suelen darse por fallo intrínseco de la cimentación (salvo en arcillas expansivas o en taludes inestables), sino, más bien, por efecto de las construcciones en las cercanías (sobre todo, por excavaciones), a que se dedicará la segunda parte de esta serie de artículos.

Las ideas vertidas en este epígrafe son simples, pero pueden ayudar al hacer el diagnóstico. Hay que señalar, de nuevo, que, por lo común, las situaciones que se presentan son mucho más complicadas que las descritas.

Cuando ha de realizarse el diagnóstico de una estructura agrietada presumiblemente por un fallo de la cimentación, hay que comenzar por la observación y el control de la evolución de las grietas. Con frecuencia, el técnico encargado lleva a cabo una inspección ocular y se forma un criterio a partir de las ideas que las grietas le sugieren. En situaciones algo complejas, en edificios de varias plantas o con fisuración extensa, la simple visita suele ser insuficiente y constituye un mal sistema de trabajo. Al cabo de un tiempo de recorrer estancias, ver grietas y escuchar explicaciones, la dificultad de retener en la memoria lo observado, unida a la imposibilidad de correlacionar debidamente las grietas de las distintas plantas, provoca un estado de cierta confusión mental.

El procedimiento adecuado de análisis consiste en representar las grietas, con sus detalles, en planos de planta (grietas en forjados o soleras) o de secciones verticales completas de la estructura (grietas en tabiquería y cerramientos) en que estén dibujados los huecos (puertas y ventanas). Sólo la contemplación del conjunto de grietas así representado permite el análisis correcto de las mismas y la deducción de los posibles movimientos de los apoyos de la estructura.

La representación de las grietas debe hacerse con el mayor grado de detalle que se pueda. Así, por ejemplo, si la apertura de una grieta no es uniforme, se dibujará haciendo variar esquemáticamente el grueso del trazo y, en varios puntos, se indicará la apertura aproximada, en milímetros (con décimas, si las fisuras no son demasiado abiertas).

En muchas ocasiones, los dos trozos de tabique separados por una grieta no se mantienen en el mismo plano, lo que se nota muy bien pasando los dedos por los bordes. De ser así, se indicará en el plano poniendo un signo más en el lado más próximo al observador y un signo menos en el otro.

También, las grietas no se producen siempre por esfuerzos puros de tracción, sino por combinaciones de tracción y esfuerzo cortante. Como resultado de ello, las irregularidades de los bordes de las fisuras no se encuentran perfectamente enfrentadas. Se aprecia que, para cerrar la grieta, sería preciso no un desplazamiento relativo perpendicular a ella, sino que se requeriría un cierto movimiento en sentido paralelo. Esto debe ser también indicado en los planos por medio de unas flechitas como las que representan las tensiones tangenciales, una a cada lado de la grieta, señalando el sentido del movimiento relativo entre trozos de tabiques.

En la mayor parte de los casos, interesa conocer la evolución de los daños y la velocidad con que tiene lugar durante un cierto tiempo (al menos, el requerido desde que se empieza a estudiar el problema hasta que se aplica la terapéutica). El método más simple consiste en la colocación de testigos de yeso en puntos significativos y bien seleccionados de las grietas. Los testigos han de pegarse muy bien a los paramentos y deben llevar grabada la fecha de colocación. También se emplean testigos de cristal, más frágiles que los de yeso y, por tanto, capaces de acusar menores movimientos.

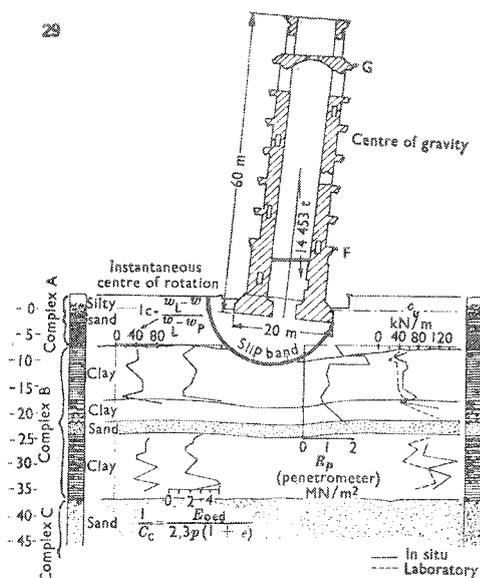
Cuando se precisa conocer la velocidad de apertura de las grietas, se emplean defórmetros. Se colocan bien sujetas a la pared (normalmente, pegadas con resina) tres pequeñas piezas metálicas con un rebaje cónico, en el que ajustan perfectamente las patas del defórmetro. Estas piezas se disponen según los vértices de un triángulo equilátero, uno de cuyos lados sea paralelo a la grieta

y el vértice opuesto situado al otro lado. El deformómetro permite medir la variación de longitud de los lados del triángulo con precisión de una centésima de milímetro, mediante un comparador. Del conocimiento de la variación en los tres lados se deduce tanto la variación de apertura de la grieta como el movimiento relativo paralelamente a la misma.

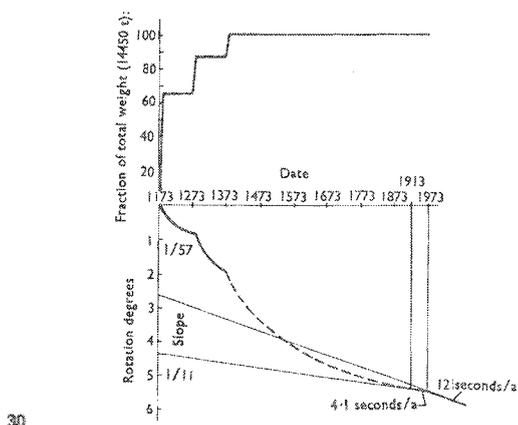
5. UN EJEMPLO HISTORICO, LA TORRE DE PISA

Es éste un caso interesante, en el que el fallo de la cimentación ha resultado ser beneficioso. La fama de la Torre de Pisa no se debe tanto a su innegable belleza como al hecho de estar tan inclinada. Pisa recibe cada año a millones de visitantes por este motivo.

La fig. 29 muestra la situación de inclinación actual y el corte del terreno bajo la torre, que se compone de una arena limosa sobre una capa de



Terreno de cimentación de la Torre de Pisa (Kérisel, 1975)



Torre de Pisa. Evolución del peso total y de la inclinación con el tiempo (Kérisel, 1975)

30 m de arcilla que, a su vez, descansa sobre arena. Aproximadamente en el medio de la capa de arcilla hay un estrato de arena de 5 m de espesor. Estos sedimentos están dispuestos horizontalmente y sólo acusan una deformación (que se aprecia en la figura) debida al gran asiento sufrido por la torre. Esta lleva 8 siglos moviéndose monolíticamente. El asiento medio es de 2,50 m y la inclinación de 1 en horizontal por 10,8 en vertical.

En la fig. 30 se ve la evolución de la inclinación de la torre con el tiempo desde el inicio de la construcción y, también, del peso de la parte construida en cada momento. Se comenzó en 1173. A los cinco años se había alcanzado un peso de aproximadamente dos tercios del total y la torre comenzó a inclinarse hacia el N.E., por lo que se interrumpieron las obras. Fueron reanudadas en 1272, cuando la inclinación era de 1/182. Transcurridos otros seis años, se había llegado a un peso del 86% del total y la torre comenzó a inclinarse hacia el N.W. Después de estar paradas las obras durante otro siglo, más o menos, se terminó por fin la torre en 1370, siendo entonces el giro hacia el Sur, con un valor de 1/31. Desde entonces, sin variar el peso, el giro se ha ido incrementando hasta 1/10,8, en 1974.

Las curvas de evolución del giro guardan una marcada semejanza con las de asiento por consolidación bajo carga constante, con tendencia a disminuir la velocidad de incremento de la inclinación con el tiempo, excepto en los puntos de incremento finito discontinuo debido al aumento repentino (casi, a escala) de las cargas.

Sin embargo, recientemente, la situación ha cambiado. Sin aumento de cargas, la velocidad de inclinación se ha incrementado de forma alarmante y ha motivado el que las autoridades italianas competentes hayan convocado un concurso internacional para el definitivo salvamento de la torre. En efecto, hasta la década 1918-28, el ritmo de inclinación había estado siempre decreciendo y llegó a ser de 42 segundos en diez años. Desde entonces ha sido bastante irregular y, en los últimos años, se ha situado en una media de 12,5 segundos/año, con una clara tendencia continua a la aceleración.

Las razones por las que se ha producido un asiento de tal magnitud y una inclinación tan acusada parecen claras. Cerca de la torre, en terreno completamente semejante, pero no afectado por la carga de la estructura, la arcilla muestra una resistencia al corte sin drenaje creciente en profundidad, desde 40 kN/m² en superficie hasta 120 kN/m² abajo. El peso de la torre representa una tensión media en el terreno del orden de 480 kN/m², es decir, doce veces la resistencia del suelo en superficie. Si se tiene en cuenta que la presión de hundimiento viene a ser, aproximadamente, cinco o seis veces la resistencia sin drenaje, se comprende la situación a la que se ha lle-

gado. No obstante, no queda completamente claro, en principio, cómo puede haber una carga del orden del doble de la que teóricamente produce el hundimiento por plastificación del suelo. Esto es debido a la mejora en las características de la arcilla consecuente con el proceso de consolidación. En efecto, muestras inalteradas tomadas bajo la torre han puesto de manifiesto una resistencia sin drenaje de 110 kN/m² en la parte alta del estrato arcilloso. Por otra parte, no hay que olvidar que la carga de hundimiento a que se ha hecho referencia es para cimentaciones superficiales y, en este caso, no lo es totalmente. Además, corresponde a la hipótesis de resistencia a corto plazo, mientras que la colocación de las cargas fue muy lenta.

Puede pensarse, entonces, que se comenzó la construcción y, por su lentitud, se iba ya produciendo cierta consolidación, lo que permitió llegar hasta los dos tercios de la carga total, momento en el que ya el coeficiente de seguridad debió de ser muy próximo a la unidad y la torre se inclinó hacia la zona más débil o hacia donde era empujada por los vientos dominantes.

Tal vez gracias a una excelente intuición, los arquitectos de algunas generaciones después decidieron reanudar las obras tras casi un siglo de espera, en cuyo momento el terreno bajo la torre ya habría mejorado notablemente, aunque no lo suficiente como para permitir culminar la obra. La situación se repitió, en términos generales, y, por fin, tras casi otro siglo de espera y una ligera rectificación de la inclinación en la parte alta de la torre, ésta quedó rematada en 1370.

No resulta exagerado decir que nos encontramos ante el primer caso que registra la Historia de mejora de las características del terreno mediante precarga, utilizando como sobrecarga el propio peso de la estructura.

En cuanto a la inclinación, se justifica porque siempre hay unas zonas más blandas que otras y el terreno (jamás perfectamente homogéneo) falla por el lado más débil. Además, se dió el efecto ya descrito de desplazamiento del centro de gravedad.

Por lo que se refiere al cambio de orientación de la inclinación en estos ocho siglos, las cosas no aparecen tan claras. Algún autor (Kérisel, 1975) sugiere que se debe al efecto de Coriolis consecuente con el giro de la Tierra. Es un efecto muy pequeño, ya se sabe; pero tal vez si se tiene en cuenta la lentitud con que se ha producido el cambio de orientación pueda admitirse esta hipótesis. Habib y Puyo (1979) piensan que puede tratarse de un fenómeno oscilatorio, con período muy grande. Si se construye una estructura esbelta sobre un medio elástico compresible, se alcanza una altura crítica a partir de la cual la es-

tructura comienza a oscilar. El período de oscilación depende de la compresibilidad del cimiento.

Para cada terreno existe una altura crítica de torre que no debe superarse sin riesgo de fuertes inclinaciones y hasta de vuelco, en un proceso de inestabilidad semejante al del pandeo. Esta altura depende de la compresibilidad del terreno y disminuye cuanto más blando es el suelo. Para una cimentación por losa circular sobre terreno elástico, la altura crítica vale

$$h_c = \frac{4 E r}{3 \pi^2 p (1 - \nu^2)}$$

donde:

- E = módulo de elasticidad del terreno,
- ν = coeficiente de Poisson del terreno,
- r = radio de la losa,
- p = presión media que la losa transmite al terreno.

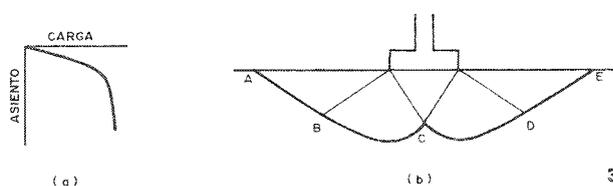
Como se ve, h_c crece proporcionalmente al módulo de deformación del terreno y al tamaño de la losa y es inversamente proporcional a la presión de cimentación.

Finalmente, la aceleración en el ritmo de aumento de la inclinación observada en las últimas décadas ha recibido la siguiente explicación (Kérisel, 1975): Un cálculo de asientos, basado en los coeficientes de compresibilidad medidos en ensayos edométricos sobre muestras inalteradas, ha dado resultados muy concordantes con el valor medio del asiento total medido, es decir, 2,50 m, de donde cabe deducir que el grado de consolidación ha llegado a ser bastante próximo a la unidad. Hasta alcanzar esta situación, durante la consolidación de la arcilla, la continua mejora de sus propiedades mecánicas iba compensando el momento adicional debido a la inclinación, pero estas propiedades mecánicas han debido alcanzar recientemente su valor máximo y sólo queda el efecto de la inclinación y el del viento.

Para concluir con este ejemplo puede añadirse que, a partir del análisis de los movimientos cuidadosamente observados en una serie de puntos de la estructura, se ha podido determinar que la torre está realmente girando según una superficie helicoidal, como si se tratase de un tornillo.

6. HUNDIMIENTO. SILOS. DEPOSITOS

La fig. 31(a) representa una curva carga-asiento normal de una cimentación. El incremento del



Relación carga-asiento de una zapata y zonas de terreno plastificado en el hundimiento

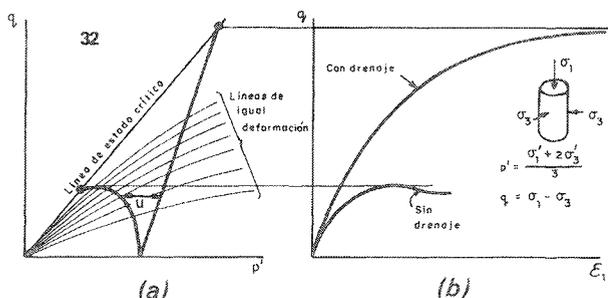
asiento para un mismo incremento de la carga va siendo progresivamente mayor, hasta que llega un momento en que el asiento crece indefinidamente a carga constante. Se dice, entonces, que se ha alcanzado la carga de hundimiento del terreno, correspondiente a esa cimentación. Todo el suelo comprendido entre el plano horizontal al nivel de cimentación y la línea ABCDE (fig. 31b) se ha plastificado. Para una cimentación en faja (longitud mucho mayor que la anchura), la carga de hundimiento vale:

$$Q = B (cN_c + \gamma D_r N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma)$$

donde:

- Q = carga total que produce el hundimiento,
- B = anchura de la cimentación,
- D_r = profundidad del plano de cimentación con relación a la superficie del terreno,
- γ = densidad del terreno,
- N_c, N_q, N_γ = coeficientes de capacidad de carga, adimensionales, dependientes del ángulo de rozamiento interno del terreno ϕ ,
- c = cohesión del terreno.

Los valores de los parámetros de resistencia del terreno ϕ y c dependen, para un mismo suelo, de las condiciones de aplicación de las cargas. Así, en una arcilla saturada (que es un suelo muy impermeable), si las cargas se aplican muy lentamente, no se generan presiones del agua que rellena los poros del terreno que superen a las hidrostáticas y se moviliza la resistencia efectiva o a largo plazo. Sin embargo, si la carga se aplica toda ella de golpe (o en un corto espacio de tiempo, lo que es equivalente en términos geotécnicos), se generan unos excesos de presión del agua que tardan mucho en disiparse. Al colocar la carga, el suelo se comporta con su resistencia al corte sin drenaje, caracterizada por un ángulo de rozamiento interno nulo. En suelos granulares, permeables, la hipótesis de corto plazo o sin drenaje no tiene significación práctica.



Recorridos de tensiones y curvas tensión-deformación en procesos de carga con y sin drenaje en arcilla blanda

Tomando como ejemplo lo que sucede en un ensayo triaxial convencional, según que se introduzca la carga con o sin drenaje, puede verse cómo la resistencia aparente es superior o muy superior en el primer caso. En la fig. 32a se han representado los recorridos de tensiones efectivas con drenaje (o en carga lenta) y sin drenaje (o en carga rápida), típicos de una arcilla blanda. En cualquier caso, el recorrido de tensiones totales es el mismo y está representado por la línea recta con pendiente 3:1 (si se mantiene constante la presión de célula). Esta línea es, a la vez, el recorrido de tensiones efectivas en el ensayo con drenaje.

Si el ensayo se hace sin drenaje, aparece una presión intersticial u , positiva, que hace que el recorrido de tensiones efectivas se curve hacia la izquierda.

La rotura se alcanza, en ambos casos, cuando se intercepta la línea de estado crítico o de resistencia intrínseca. Pero la diferencia de máxima carga desviadora resistida es notable. Las curvas tensión-deformación que se obtendrían están representadas en la fig. 32(b).

En ningún punto bajo una cimentación se dan las mismas condiciones que en el ensayo triaxial; pero lo que sucede en cuanto a recorridos de tensiones es semejante. El estado tensional en el terreno, en términos de tensiones totales, no depende mucho de si el proceso de carga es rápido o lento. En el primer caso, el agua intersticial adquiere una cierta presión, en detrimento de la tensión normal entre partículas del suelo. El agua es incapaz de soportar tensiones de corte, que han de ser íntegramente resistidas por la fricción efectiva entre los granos. La capacidad de resistencia al corte del esqueleto sólido crece con el nivel de presión intergranular. Al resultar ésta disminuida por la presión del agua, el suelo queda con menor capacidad de resistencia de las tensiones cortantes, lo que hace más fácil la rotura sin drenaje.

De lo anterior puede deducirse que:

- La mayor probabilidad de fallo por hundimiento corresponde a terreno arcilloso y carga rápida.
- Un mismo suelo arcilloso puede admitir una carga considerablemente mayor si se coloca lentamente que si se pone en un corto espacio de tiempo.
- Por lo general, los suelos granulares tienen una capacidad de carga o carga de hundimiento elevada.

La razón de b) se encuentra en la consolidación del terreno simultánea a la lenta aplicación de las cargas, que produce una considerable mejora de sus características resistentes (recuérdese el ejem-



33 El silo de Transcona tras el hundimiento



34 Hundimiento de otro silo

plo de la Torre de Pisa). Por esta misma razón, el fallo por hundimiento es muy infrecuente en edificaciones, ya que las cargas en la cimentación van creciendo muy despacio y da tiempo a la consolidación total o parcial.

Por el contrario, hay estructuras en que el fallo por hundimiento es frecuente. Es el caso de los silos cimentados sobre arcillas blandas. En los silos, el continente o estructura pesa bastante menos que el contenido o material a ensilar. Este se coloca de golpe (a escala geotécnica) el día en que se llena por primera vez el silo. Hay bastantes ejemplos de silos hundidos en la literatura técnica. El más famoso de ellos es el silo de Transcona, en Winipeg (Manitoba, Canadá).

El silo de Transcona, construido entre 1912 y 1913, es de hormigón armado, con cinco filas de trece celdas circulares, de 27 m de altura y 4,20 m de diámetro, cimentadas por medio de una losa de 23 x 59 m. Al llenarse por primera vez con 30.000 t de grano (72 por 100 de peso propio de la estructura más la sobrecarga) asentó, durante la primera hora después del llenado, unos 30 cm, uniformemente. Comenzó entonces a girar el silo como un cuerpo rígido hasta que el desplome fue de 27° (fig. 33, Scott White, 1953), momento en el que se cayó la cúpula de la parte alta, por donde corrían las cintas transportadoras del grano, y, al disminuir la carga, se detuvo el movimiento.

El terreno de cimentación estaba constituido por arcilla inorgánica normalmente consolidada, de alta plasticidad y resistencia media (cohesión sin drenaje = 46 kN/m²), formando un depósito más bien uniforme de arcilla laminada que rellena un antiguo lago glacial. Se ha podido calcular la presión transmitida al terreno en el momento de la rotura, que era de 306 kN/m² (Peck y Bryant,

1953). Teniendo en cuenta las profundidades de cimentación (3,60 m), la tensión neta era de 306 - 72 = 234 kN/m². Según la fórmula anterior, la presión de hundimiento sería:

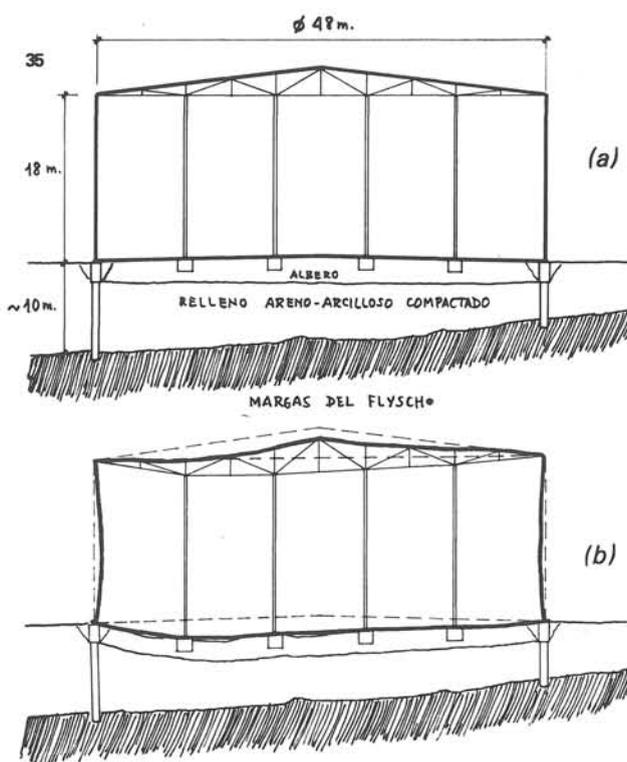
$$q_h = Q/B = cN_c = 46 \times 5,70 = 262 \text{ kN/m}^2$$

como se ve, muy semejante a la presión neta real que produjo el hundimiento. Este y otros casos de fallo de silos por hundimiento han servido para comprobar que las teorías de capacidad de carga sin drenaje proporcionan buenos resultados.

En este caso se habían realizado ensayos de carga con placa en el terreno. El tamaño de la placa es mucho menor que el de la losa de cimentación. El terreno realmente ensayado fue el de una pequeña profundidad bajo la superficie, en la costra resistente desecada. El terreno afectado por el silo, en profundidad mucho mayor, era menos resistente que el ensayado. Es un ejemplo de reconocimiento geotécnico inadecuado e incompleto. Este error en relación con los ensayos de carga con placa es relativamente frecuente.

Es de destacar que la estructura del silo se conservó sin fisuras ni otros daños y que fue posible su recalce y restauración de la verticalidad (¡a principios de siglo!), constituyendo un ejemplo de recalce de un interés aún mayor que el análisis del hundimiento.

En la fig. 34 se puede ver otro silo (Tschebotarioff, 1973) hundido en condiciones de terreno semejantes.



Sección y esquema de asentamientos y deformaciones de un tanque de combustible incorrectamente cimentado

tes, pero que no tuvo tanta suerte como el de Transcona. El análisis de su hundimiento también confirmó la bondad de la fórmula anterior.

Otro tipo de estructuras en que se da con alguna frecuencia el fenómeno de hundimiento es el tanque de combustible, en donde el peso del contenido es, en proporción, aún mucho mayor y se coloca todo él el día en que se hace la prueba de agua. Podría mostrarse algún ejemplo de tanque hundido; pero se va a aprovechar la referencia a los tanques de combustible para describir un caso de fallo de cimentación por proyecto absurdo de la misma.

La **fig. 35 (a)** muestra la sección transversal de un tanque de acero para el almacenamiento de combustible en una refinería de petróleo, de planta circular, de 48 m de diámetro y 18 m de altura. El techo está constituido por una cubierta fija de chapa apoyada en cerchas metálicas que, a su vez, apoyan en pilares interiores.

El terreno en que se ubica el tanque está formado por un relleno de arena arcillosa, compactado. Es algo heterogéneo, tal vez demasiado arcilloso y no muy bien compactado. Tiene un espesor entre 8 y 10 m. Debajo se encuentra el terreno natural, constituido por una alternancia de estratos de margas duras y areniscas, con buzamiento casi vertical, característica de la facies flysch. Los dos metros superiores del relleno bajo el tanque son de mejor calidad (albergo bien compactado).

La cimentación es un anillo de pilotes excavados y hormigonados in situ, empotrados en la roca, dispuestos a lo largo del perímetro del tanque (bajo la chapa lateral). Los pilotes tienen unos 600 mm de diámetro y su equidistancia es del orden de 2,50 m. Están encepados por una viga continua anular, de hormigón armado, sobre la que apoya la chapa perimetral. Los pilares interiores que soportan la cubierta se cimentaron en zapatas cúbicas superficiales, que transmitían una tensión de 100 kN/m².

Al realizarse el primer llenado del tanque con agua, se observaron apreciables deformaciones de las chapas perimetrales y de la cubierta (algunas de las cuales pandearon), teniendo que procederse a un rápido vaciado del tanque. En la **fig. 35 (b)** se han representado esquemáticamente las deformaciones remanentes del tanque, después de haberlo vaciado. El máximo hundimiento remanente del fondo del tanque, tras el vaciado, alcanzaba los 35 cm. En extensas zonas, la chapa había quedado despegada del relleno.

La causa de este comportamiento de la estructura radica en que el proyecto de la cimentación es inadecuado. Se cuidó de cimentar la chapa perimetral y la cubierta; pero no se cimentó de manera semejante la carga de agua, que es lo verdaderamente importante.

La sobrecarga producida por ésta (180 kN/m²), en un área tan grande, produjo la compresión y el asiento del relleno, en tanto que la chapa perimetral, por estar rigidamente apoyada en la roca a través de los pilotes, no asentó. Los asientos diferenciales que así tuvieron lugar fueron lo suficientemente importantes como para dar lugar a los daños observados.

Por otra parte, al asentar el relleno por la carga del agua, las cimentaciones de los pilares interiores descendieron en igual magnitud, siendo probable que alguno de los pilares se pusiera a trabajar a tracción en lugar de a compresión. De ningún modo el asiento de los pilares se debió a la presión que sus cimentaciones transmitían al terreno.

Por fortuna, no se rompió ninguna soldadura (lo que, con gran probabilidad, hubiera dado lugar a un accidente mucho más grave), aunque es presumible que la chapa de fondo se viese sometida a fuertes tracciones, trabajando como lámina, especialmente cerca de los bordes. El escape de agua a través de una soldadura puede erosionar el relleno bajo el tanque y producir una importante socavación, con vaciado rápido del agua e inundación de los alrededores e, incluso, posible deterioro de los muros del cubeto (de tierras, en este caso).

De no haberse puesto los pilotes, los asientos diferenciales hubieran sido mucho menores y, se-



36

Fisuras según planos diametrales en el encepado del anillo de pilotes del tanque de la **fig. 35**



37

Socavón producido por el escape de líquido bajo la chapa de fondo de un tanque de combustible

guramente, admisibles por la estructura. De todas maneras, una carga uniforme flexible circular siempre produce un asiento mayor en el centro que en los bordes (doble, en el caso de semi-espacio de Boussinesq); pero la mayoría de los tanques funcionan correctamente en estas circunstancias.

La carga de agua era, además, asimétrica con relación a los pilotes (estaba en el lado interior, pero no en el exterior del anillo de pilotes), lo que determinó fuertes empujes laterales del relleno sobre ellos, de dentro a afuera. Aparte de las flexiones en los propios pilotes, la viga anular de encepado sufrió una tracción circunferencial que produjo su sistemático agrietamiento según planos verticales diametrales (fig. 36).

La fig. 37 muestra el fondo de un tanque de una central térmica en que, por fallo de soldaduras, se produjo una fuga de fuel que erosionó el terreno limoso de cimentación, llegando a ocasionar un enorme socavón de 25 m de diámetro. La salida del líquido fue tan rápida que el tanque se arrugó por implosión, ya que el caudal de entrada de aire por los tubos de ventilación no fue suficiente para equilibrar el vacío interior. El fuel desbordó los muros del cubeto e inundó parte de las instalaciones de la central.

7. SUELOS COLAPSABLES

Ciertos suelos no saturados, cuando se inundan bajo carga, sufren un asiento importante. Este fenómeno recibe el nombre de colapso.

Los suelos colapsables se caracterizan por su elevado índice de poros, que les permite grandes disminuciones de volumen por cambio de posición relativa de las partículas. Su estructura es floja, pero está cementada o rigidizada de alguna manera (Jiménez Salas, 1980). Con el aumento del contenido de humedad, el cemento se debilita y la estructura colapsa. Exagerando, es como si las partículas formasen un castillo de naipes, que se vienen abajo al deslizar unos con relación a otros en sus contactos.

Por lo general, se trata de suelos limosos, no cohesivos o poco cohesivos cuando están saturados; pero con una apreciable cohesión en estado natural, que desaparece con la inundación. Esa cohesión les permite taludes verticales de considerable altura.

La formación de suelos colapsables más importante en España se da en Aragón, principalmente en la margen izquierda del Ebro, desde las Cinco Villas a los Monegros. Son limos yesíferos que proceden de las margas yesíferas terciarias y han sido transportados por el viento, formando depósitos eólicos. Faraco (1970) y Jiménez Salas et al.



38 Agrietamiento del terraplén de un viaducto, en su extensión bajo el tablero



39 Asiento y despegue de un terraplén con relación a una pila en un viaducto

(1973) los han estudiado extensamente y los denominan «loess yesífero». Parece ser que las partículas de limo están unidas entre sí por puentes de yeso. La inundación produce la disolución del yeso y su reblandecimiento.

En algunas partes del Levante español hay también formaciones colapsables, cuyo origen debe estar en deposiciones de material de tamaño de limo en llanuras de inundación (Jiménez Salas, 1980). En cualquier caso, los suelos naturales colapsables se dan en zonas áridas, lo que hace que nunca hayan estado saturados, en cuyo caso habrían colapsado ya y habrían dejado de ser colapsables. Precisamente, una de las técnicas de cimentación en suelos colapsables empleada en países como Rusia, Hungría y Rumanía consiste en provocar el colapso por inundación, ayudado a veces con explosiones, antes de cimentar.

Los rellenos no o mal compactados pueden ser (y, de hecho, lo son en la mayoría de los casos) colapsables, sobre todo si la humedad de puesta en obra queda muy del lado seco de la óptima o la densidad seca es inferior a la máxima de los ensayos de compactación. Por ejemplo, las arenas de miga madrileñas, compactadas al 80 % del Proctor, llegan a sufrir asientos por inundación entre el 3 y el 5 % del espesor del relleno, dependiendo de la naturaleza del agua de inundación. Si la compactación es al 100 % del Proctor, esas cifras se reducen del 1 al 1,5 % (López Corral, 1972). Lo peor es que, en Madrid, existen muchos vertidos antiguos de arenas de miga sin compactar que, al cabo de cierto tiempo (digamos, unas décadas), se distinguen difícilmente del terreno natural.

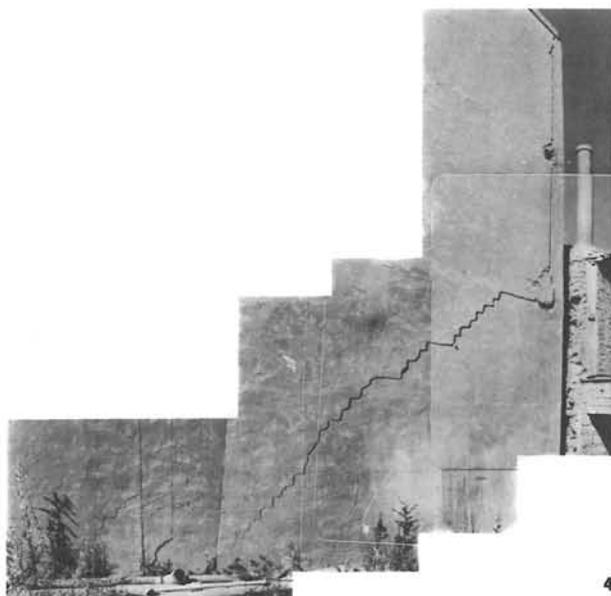
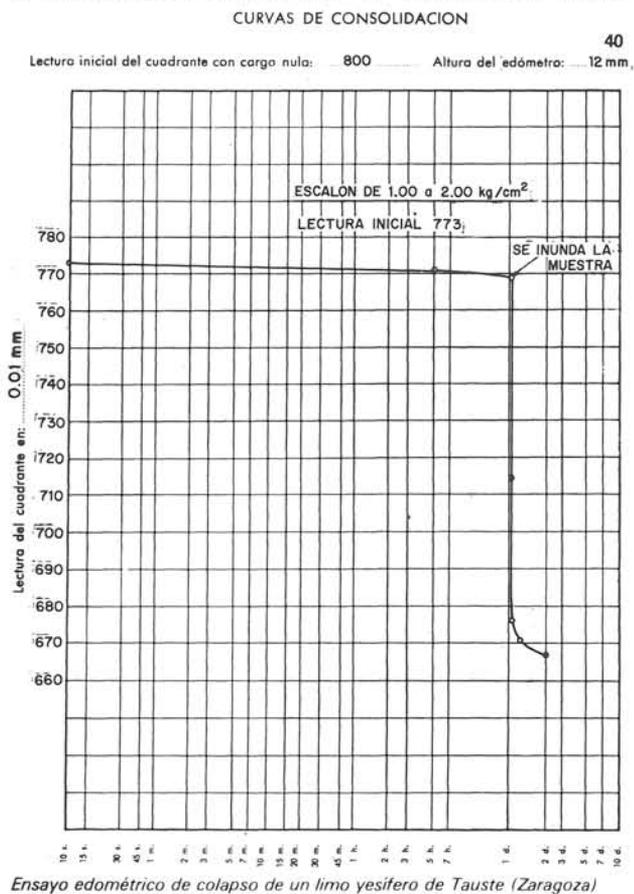
En relación con el colapso de suelos compactados, es interesante el caso de un gran terraplén de una autopista española, de 23 m de altura, ejecutado con pizarras descompuestas de un desmonte próximo, que se compactó por tongadas de 30 cm con un severo control de la densidad. El relleno era fácilmente compactable y no fue preciso controlar la humedad de puesta en obra para lograr la densidad especificada. Si la óptima era del orden del 12 %, por término medio la de puesta en obra fue del 6 al 7 % y, en las tongadas de los últimos metros, tan baja como el 3 ó 4 %. La captación de humedad de lluvias e higroscópica determinó, al cabo de unos pocos años, un asiento de más de 60 cm en coronación (más del 2,5 % de la altura). Como el estribo del puente al que daba acceso el terraplén era flotante (apoyado directamente en el relleno), sufrió el mismo asiento y hubo necesidad de limitar la velocidad. Además, el firme de la calzada resultó muy agrietado. La **fig. 38** da idea del fuerte agrietamiento del terraplén, en su extensión bajo el tablero. La **fig. 39** muestra el despegue del relleno y su asiento con relación a una pila del puente. El estribo hubo de ser levantado mediante gatos para recuperar su posición original y todo ha sido preparado para repetir la operación cuando vuelva a ser preciso, si lo es. El terraplén ha tenido que ser recrecido en igual magnitud.

Los fallos de cimentaciones de edificios sobre suelos colapsables tienen algunas características comunes. La cimentación puede estar funcionando bien durante cierto tiempo hasta que sobreviene la inundación, que suele ser localizada, afectando sólo a algunas zapatas. El origen de la inundación suele encontrarse en una fuga de agua por rotura de alguna tubería, o por riegos en los alrededores. Se produce, entonces, el asiento brusco de la zona afectada. Es frecuente que esto suceda en una esquina del edificio.

El asiento por colapso es espontáneo. Se precisa el concurso de una sobrecarga, como la transmitida por la cimentación, aunque, a veces, basta con el peso propio del terreno. Al irse para abajo

el terreno, la rigidez estructural hace que la zapata afectada no le pueda seguir fácilmente en su descenso. La carga transmitida por la zapata disminuye y se produce una transferencia al resto de la estructura que tiene un claro reflejo en la morfología de las grietas.

El asiento por colapso suele ser mucho mayor que el previamente sufrido por la cimentación como



41
Agrietamiento de la pared medianera de un edificio de Tauste (Zaragoza) por colapso del terreno bajo la esquina



42 Agrietamiento de edificio en Tauste (Zaragoza) por asientos de colapso



43 Agrietamiento de otro edificio de Tauste (Zaragoza)

consecuencia de la compresibilidad del suelo no saturado. En su mayor parte se produce súbita o instantáneamente; después, va aumentando paulatinamente, con velocidad progresivamente menor, hasta alcanzarse el equilibrio. Ello es debido, fundamentalmente, a que la humectación del terreno no es simultánea en toda la masa afectada y la debilitación de enlaces entre partículas es progresiva.

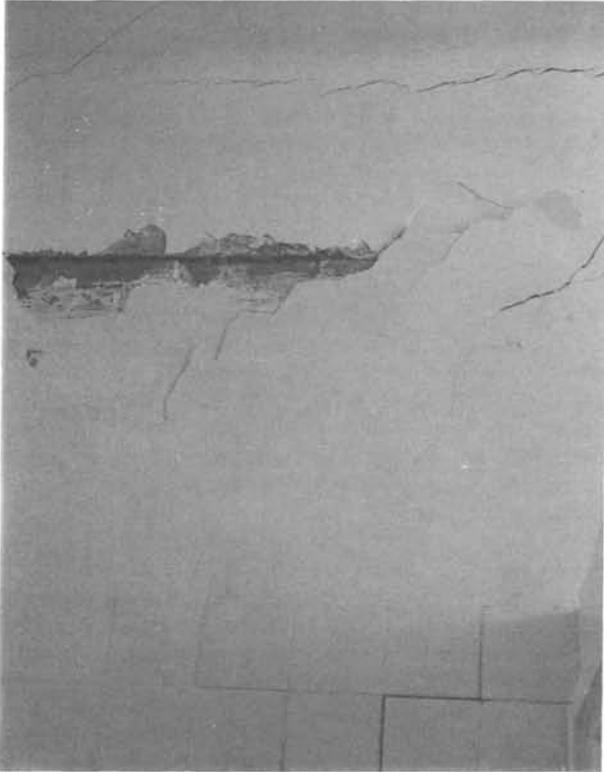
La **fig. 40** muestra el asiento por colapso de un limo yesífero de Tauste (Zaragoza) en el edómetro. Se ha representado la curva de consolidación correspondiente a un escalón de carga, que se compone de dos partes. En la primera, con el suelo en estado natural de humedad, se tiene un asiento pequeño. Al inundar la célula se produce un asiento mucho más grande que el anterior, instantáneo en su mayor parte.

En la **fig. 41** puede verse el agrietamiento en una pared medianera del edificio a cuyo terreno de cimentación corresponde la muestra de la figura anterior. Se había producido la rotura de una conducción de agua en las inmediaciones de esa esquina del edificio, que fue la más afectada, aunque el agrietamiento ha ido extendiéndose con el transcurso del tiempo a prácticamente todo el inmueble, con intensidad decreciente con la distancia a la esquina. El deterioro del edificio, en buena parte apuntalado, fue tan grande que hizo aconsejable la demolición del inmueble.

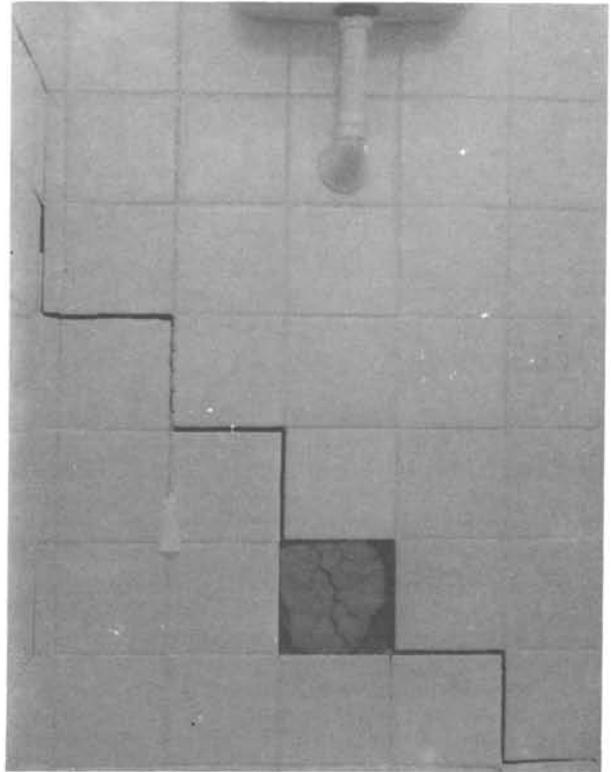
La morfología de los daños era semejante a la descrita en la **fig. 14**. Además de la grieta inclinada en el tabique medianero de planta baja, existía una grieta vertical en las dos plantas superiores que era el resultado del desplazamiento hacia afuera del pilar de la esquina. Se produjo la rotura completa de las uniones del pilar con las jácenas.

Con relación a este ejemplo pueden decirse más cosas de interés. En primer lugar, que no se hizo reconocimiento geotécnico previo. Tampoco se puso interés en conocer la experiencia local, cuando es notorio y evidente que en Tauste hay importantes problemas de cimentación, causados en su mayoría por la colapsabilidad y la dispersabilidad de los limos yesíferos o la disolución de los yesos. Basta pasearse por las calles de esa ciudad para ver gran número de edificios agrietados severamente (p.e. **figs. 42 y 43**). Nótese que las características del agrietamiento del edificio de la **figura 42** son muy semejantes a las del que se comenta. Los vecinos de Tauste dan noticia de frecuentes socavones.

En este caso de Tauste, el pilar de la esquina y algunos otros próximos estaban fisurados según planos horizontales. Esta es otra característica frecuente de los fallos de cimentaciones por colapso en casos extremos. Esa fisuración (aparte de esfuerzos anormales de flexión) indica que el pilar, concebido para trabajar a compresión, tiene toda



44 Grieta de un tabique de un colegio de E.G.B. en Alicante por asientos de colapso



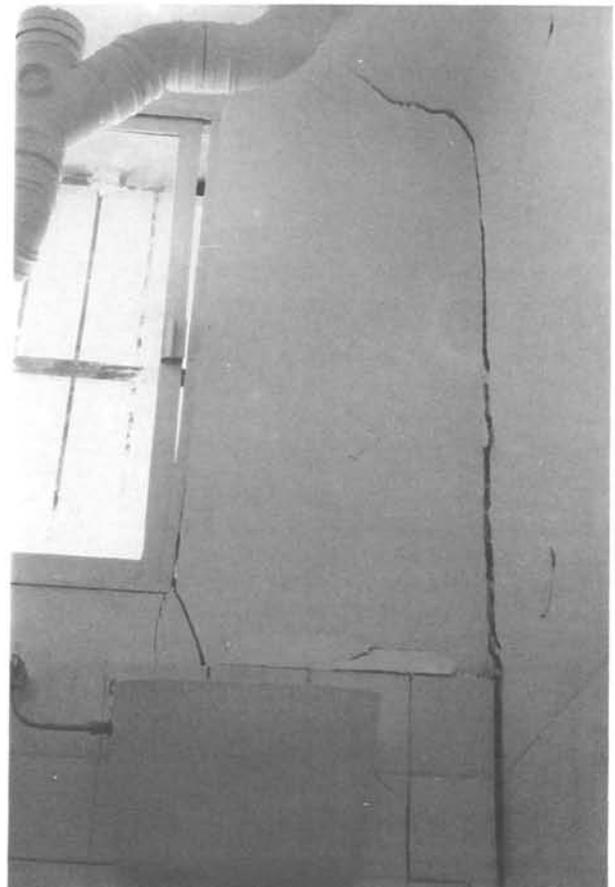
46 Agrietamiento por deslizamiento entre tabique y viga en el mismo colegio de E.G.B. en Alicante



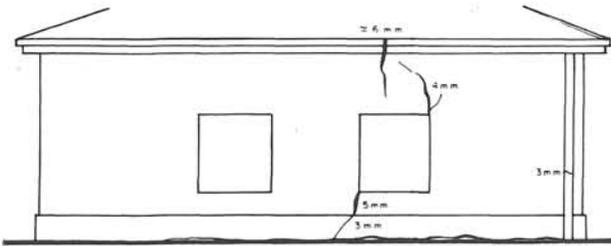
45 Limos colapsables en Alicante

su sección trabajando a tracción. Es decir, tan no ha podido la zapata acompañar al terreno en su descenso, que ha quedado total o parcialmente colgando del pilar.

La **fig. 44** muestra una de las grietas causadas por el colapso del terreno bajo una zapata de esquina de un colegio en Alicante. Si se ha escogido no es tanto por su representatividad como por ser uno de los escasísimos casos en que uno se encuentra con una auténtica grieta a 45°. El colegio en cuestión se cimentó sobre una formación de limos colapsables de los que aparecen en el Levante, a los que antes se hizo alusión. El reconocimiento geotécnico consistió exclusivamente en ensayos continuos de penetración dinámica, sin sondeos ni toma de muestras del terreno para su ensayo en laboratorio. Como la resistencia a la penetración fue buena (recuérdese que estos suelos pueden ser muy competentes si no están satu-



47 Despegue entre tabiques perpendiculares y distorsión de marco de ventana en el mismo colegio



48 Agrietamiento en la esquina de un edificio de oficinas de Madrid

rados) se decidió cimentar superficialmente mediante zapatas. La insuficiencia e inadecuación del reconocimiento geotécnico impidieron apercibirse del carácter colapsable del terreno.

Sin embargo, esto podía haberse sospechado, de haber tenido algunas ideas sobre las características comunes de este tipo de suelos. En efecto, a poco más de 100 m del colegio discurre un pequeño barranco en cuyos lados queda a la vista (figura 45) el terreno sobre el que se podía presumir (por razones topográficas y dada la escasa distancia) que se iba a cimentar. Además de haberse dado cuenta, sin necesidad de ensayos, de que se trataba de limos flojos no saturados, la verticalidad de los taludes y las formas de erosión columnar y en túnel son aspectos típicos de los loess o suelos limosos semejantes. Jiménez Salas (1980) describe este proceso de erosión.

Las figuras 46 y 47 corresponden, también, a este colegio de Alicante. La morfología de los daños es semejante a la esquematizada en las figs. 9 ó 10 y 11, respectivamente.

La fig. 48 corresponde a un pequeño edificio de oficinas de Madrid, cimentado sobre relleno no controlado. Se trata, en realidad, de la ampliación en planta de otro existente, que estaba cimentado sobre terreno natural competente (tosco). Tras excavar cuatro metros en zanja en busca del terreno natural, la dirección de obra decidió asumir el riesgo de cimentar sobre el relleno, dada la pequeña magnitud de las cargas. Sólo al cabo de bastantes años se produjo el colapso, como consecuencia de una fuga de agua.

El terreno bajo la esquina asentó por colapso y ésta quedó colgando en voladizo del resto del edificio, lo que determinó la aparición de tres tipos de grietas fundamentales. Una grieta vertical en la parte alta correspondía al trabajo a flexión del muro de carga. Una grieta inclinada, que pasaba de una esquina a la opuesta de una ventana, se debía al esfuerzo cortante consecuente con el asiento diferencial. Finalmente, en la parte superior del zócalo apareció una grieta horizontal indicativa de que el muro de carga, en vez de trabajar a compresión, había pasado a trabajar a tracción. La cimentación se había quedado colgando, pues la rigidez del muro no le permitía adaptarse al asiento espontáneo del terreno, y se había superado la resistencia a tracción de la fábrica.

Las tres grietas principales venían a concurrir, más o menos, en el punto en que ya no se había producido colapso del terreno. Seguían, pues, isostáticas de compresión o, al menos, líneas perpendiculares a las isostáticas de tracción. La morfología de las grietas responde, aproximadamente, a lo esquematizado en las figuras 15 y 16.

Para finalizar este epígrafe dedicado a fallos de cimentaciones por colapso del terreno, se presenta otro caso de cimentación sobre relleno. Las figuras 49 y 50 se refieren a algunas de las estructuras de un nuevo parque de recreo de una capital de provincia española. Aprovechando una amplia zona que venía siendo utilizada de antiguo como vertedero de productos de excavación y escombros, con topografía favorable, se construyó un bonito parque que incluía un anfiteatro con pista polideportiva, edificio de vestuarios y escenario elevado, varios quioscos y un par de estanques a modo de ríos artificiales. Previamente, se llevó a cabo una compactación superficial. A causa de los intensos riegos de jardines y parterres y la rotura de las conducciones de agua, todas las estructuras (incluso las livianas vallas de cerramiento) habían sufrido fuertes movimientos, que las dejaron fuera de servicio al poco tiempo de construido el parque.

En la figura 49 se ve el estado en que se encontraba el edificio de vestuarios mencionado, poco



49 Agrietamiento de edificio y muro por asentamientos de colapso. Nótese la ondulación de la cubierta



50 Asentamientos de colapso del terreno bajo el revestimiento de un canal

antes de que hubiera de ser demolido por el peligro de ruina que entrañaba. Nótese la fuerte ondulación de la cubierta plana (que hacía el papel de escenario elevado) y las enormes grietas de los tabiques de cerramiento, así como las grietas del muro exterior del recinto del anfiteatro. Las cargas transmitidas al terreno por estas estructuras eran pequeñas o insignificantes.

La mayor incidencia de los suelos colapsables es sobre las obras hidráulicas (Jiménez Salas, 1980), como los canales, pues si los asientos dan lugar a fisuración del hormigón de revestimiento, el agua del canal se filtra al terreno y provoca o agrava la situación de colapso. Este hecho queda bien puesto de relieve en la fig. 50. Téngase en cuenta que la superficie del agua es, naturalmente, horizontal y que los bordes del canal o río artificial también lo fueron cuando se construyó y se podrá apreciar la gran magnitud del asiento sufrido por colapso.

8. PROBLEMAS DEBIDOS A OTRAS CAUSAS

Por razones de limitación de espacio se van a tratar aquí, bajo un solo epígrafe y de forma resumida, los fallos de cimentaciones no debidos a hundimientos, arcillas expansivas o suelos colapsables.

Los problemas causados por disolución de rocas o suelos solubles o por socavación son frecuentes en algunas zonas o localidades españolas. Así, por ejemplo, en la ribera derecha del río Ebro, aguas arriba de Zaragoza, y más concretamente en Casetas, se producen fuertes asientos y hasta el hundimiento de edificios por disolución del yeso que contienen las margas yesíferas que subyacen bajo las terrazas del río. Los abundantes riegos de la zona provocan una corriente subálvea hacia el río que disuelve los yesos y da lugar a una pérdida de materia sólida. En alguna de las terrazas, los materiales aluviales están algo cementados («mallacán») y constituyen un buen terreno para la cimentación directa. La rigidez y resistencia de esta capa hace que, aunque ceda el terreno sobre el que está apoyado o se produzcan cavernas, no se notan los efectos hasta que las dimensiones del área de subsidiencia o el hueco son suficientemente grandes y sobreviene el hundimiento brusco, arrastrando a las estructuras que haya encima (Romana y Soriano, 1971). Cuando los materiales de aluvión de las terrazas no están cementados, se van adaptando a la depresión y dando lugar a asientos diferenciales que crecen gradualmente. Las carreteras de la zona también sufren estos efectos; lo que obliga a permanentes gastos de reparación de badenes. El problema se ha agudizado últimamente por el desarrollo industrial de la zona, dado que numerosas industrias extraen agua del terreno por medio de pozos profundos.

Los terrenos sobre los que se asienta el centro y norte de Madrid (arenas de miga) son un buen

ejemplo de la frecuencia de formación de socavones. Las filtraciones de agua por pérdidas de tuberías y colectores superficiales hacia otros conductos más profundos arrastran las partículas del suelo y van creando huecos. La cohesión del terreno, que hace posible la existencia de cavidades estables hasta un cierto tamaño, unas veces, y el propio pavimento, que hace de techo de las cavernas, otras, determinan que el socavón no se produzca hasta que el hueco es ya demasiado grande como para permanecer estable, o bien, hasta que el paso de un camión pesado da lugar al hundimiento del pavimento. Los socavones provocan muchas veces daños estructurales a edificios cimentados a escasa profundidad.

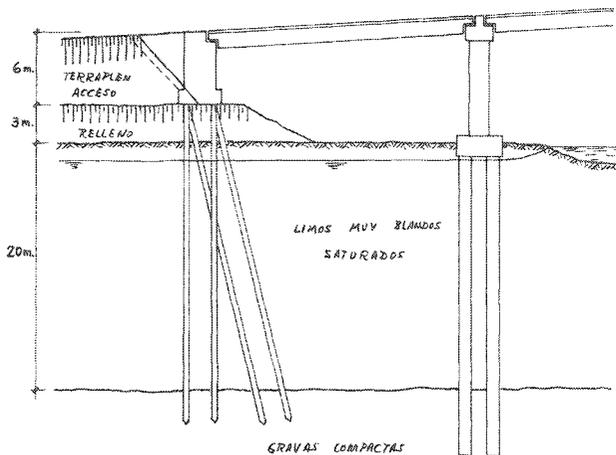
Los problemas derivados de la edificación en taludes inestables son bien conocidos y tienen difícil solución, como no sea a base de costosas obras de estabilización de los taludes, ya que la cimentación profunda a base de pilotes no suele ser recurso válido, pues los pilotes resultan fácilmente rotos por flexión o esfuerzo cortante ante los elevados empujes laterales que generan las masas de suelo en movimiento. Por lo general, estos problemas se dan en laderas en reptación, con movimiento lento de deslizamiento que a veces no se percibe si no es por la experiencia local o por la inclinación que presentan los árboles.

Son numerosos los casos de daños estructurales de edificios cimentados en laderas inestables. A título de ejemplo, podrían citarse bastantes en las pendientes márgenes de los valles del Norte de España, especialmente Asturias (como un grupo de viviendas de mineros en Tudela de Veguín, o los problemas generales de esta índole en la localidad de Tineo, etc.). Notables son también los agrietamientos de edificios cimentados en los bordes de los profundos barrancos de Alcoy. Los meandros de los ríos Molinar y Barchell van erosionando los pies de los taludes, provocando su inestabilidad y ensanchando los barrancos, afectando gravemente a los inmuebles construidos en las laderas o en coronación de las mismas. Puede que en este caso concurren problemas de erosión interna o socavación.

Por semejante motivo se encontraba hace unos quince años seriamente agrietada la Basílica de Ntra. Sra. del Pino, en Teror (Gran Canaria), que hubo de ser recalzada.

La morfología de daños en estructuras en pendientes inestables acostumbra a ser compleja, ya que se combinan movimientos verticales y horizontales de los cimientos que son, normalmente, marcadamente diferenciales.

El menosprecio o la no consideración de acciones en el proyecto de la cimentación es también el origen de fallos en las cimentaciones. En palabras de J. Feld, «el menosprecio de un simple factor casi siempre resulta en un fallo de la cimentación».



51 Esquema de la cimentación del estribo de un viaducto

La regla general es que lo impredicho e inesperado siempre se encuentra».

Es típico, en este sentido, no tener en cuenta el rozamiento negativo o los empujes laterales en pilotes. Casi siempre, ello es consecuencia de la ignorancia de la existencia de tales acciones. El problema de los empujes laterales del terreno sobre los pilotes es característico de los puentes con estribos altos pilotados, con importantes terrapienes de acceso. En España ha sido la causa de algunos fracasos. Por ejemplo, este problema se dio en los puentes de la nueva línea férrea que une las localidades de San Roque y la Línea de la Concepción, que continúa fuera de servicio a pesar de los años que lleva construida.

Es, también, el caso de un puente en una variante de circunvalación en una capital del Norte de España (fig. 51). El terreno está constituido por una capa de limos muy blandos saturados, de unos 20 m de espesor, bajo la cual se encuentra un potente estrato de gravas compactas. El nivel freático es alto, muy próximo a la superficie. Las pilas están cimentadas por medio de pilotes verticales de hormigón, excavados, de 1 m de diámetro, que atraviesan los limos y transmiten las cargas a las gravas compactas.

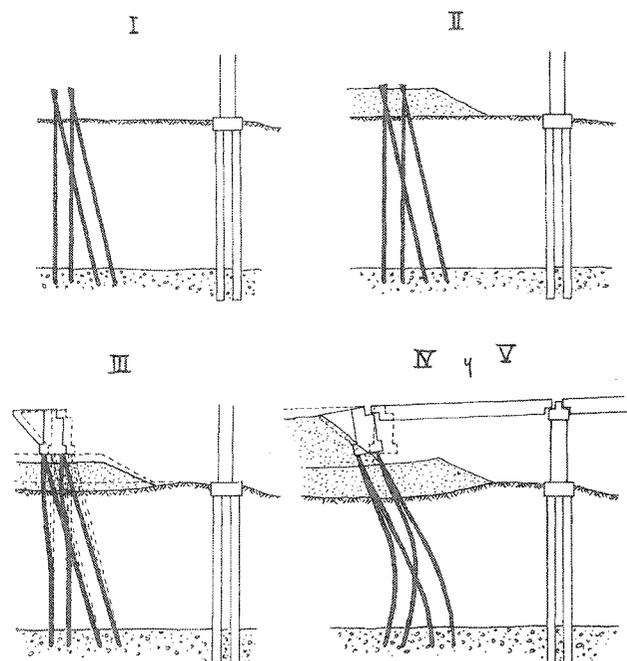
En uno de los estribos, el terraplén de acceso tiene unos 9 m de altura. Puesto que por los empujes horizontales del terraplén sobre el estribo las acciones horizontales en la cimentación resultaban considerables, se decidió disponer pilotes verticales e inclinados a fin de que, trabajando todos ellos a compresión, se pudieran absorber los empujes horizontales. Por este motivo, se emplearon pilotes de hormigón armado prefabricados de unos 800 cm² de sección transversal, hincados a través de los limos hasta rechazo de sus puntas en las gravas.

A fin de reducir la altura del estribo y limitar las acciones sobre la cimentación, se proyectó el terraplén de acceso dividido en dos partes: un primer relleno de unos 3 m de potencia, sobre el

que se disponían el terraplén propiamente dicho y el estribo, cuya altura quedaba así limitada a 6 m.

En la fig. 52 se han esquematizado las etapas de construcción. En primer lugar, se hincaron los pilotes desde el nivel del terreno natural, dejándolos sobresalir unos 3 m. Seguidamente se colocó el primer relleno de 3 m y, en la fase III, se construyó el estribo, con sus aletas de acompañamiento. No fue necesario que transcurriese mucho tiempo para que se observase que el relleno había asentado algo más de un decímetro y se había despegado de la base del estribo, inicialmente en contacto; pero este hecho no mereció la atención e importancia debidas. Asimismo, el estribo se desplazó hacia el lado del terraplén, en traslación prácticamente horizontal, unos 14 cm, lo cual no fue entonces observado, más que nada por no concebir esta posibilidad de movimiento.

En la fase IV se construyó el terraplén de acceso, lo que motivó una mayor separación entre el primer relleno y la base del estribo, un mayor desplazamiento de éste hacia el terraplén y un considerable giro de la estructura según se ve en el esquema, que si fue observado, entonces ya con gran preocupación. La separación entre el estribo y la primera pila era notablemente superior a la del proyecto, a pesar de lo cual se colocaron las vigas del tablero e, incluso, la capa superior de hormigón in situ. Para la colocación de las vigas fue preciso disponer las planchas de neopreno al borde mismo de las superficies de apoyo en pila y estribo. Los movimientos de éste no se detuvieron, dando lugar a una gran deformación tangencial de los apoyos de neopreno y, finalmente, a la rotura de una esquina en el hormigón de la pila.



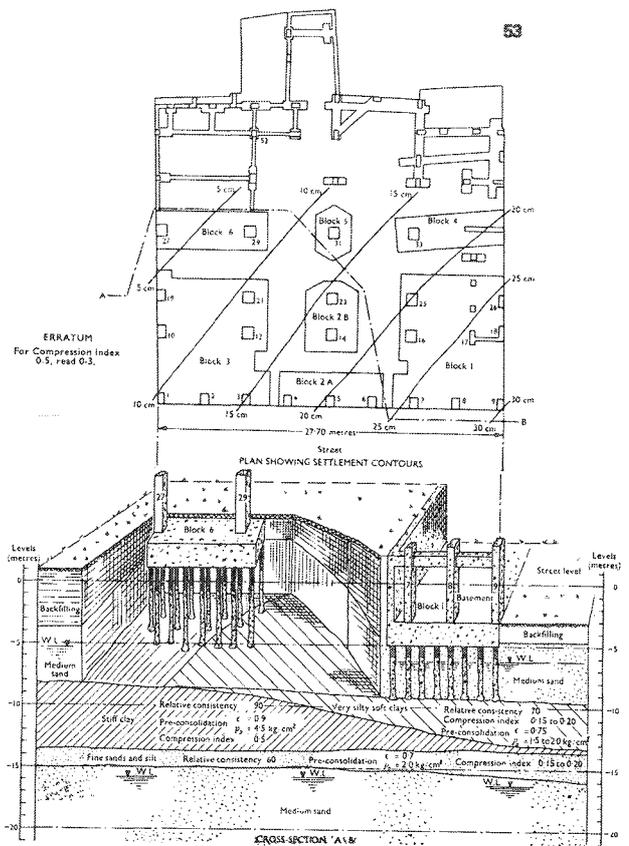
52 Fases de construcción y evolución de los movimientos de la cimentación del estribo del viaducto de la fig. 51

La reparación consistió en la demolición del hormigón de compresión del tablero, la retirada de las vigas prefabricadas, la demolición del estribo, la remodelación del terraplén de acceso y la construcción de un nuevo estribo flotante, con abandono de los pilotes.

El principal defecto del proyecto radicaba en la no consideración ni del rozamiento negativo ni de los empujes laterales que el terreno que rodeaba a los pilotes habría de ejercer sobre ellos, habida cuenta del espesor y la compresibilidad de la capa de limos. En cuanto a la construcción, se cometió un importante error, al hincar los pilotes antes de colocar el primer relleno. Seguramente, aunque se hubiese procedido al revés, la continuación y el final de la historia poco habrían cambiado. Sin embargo, es sumamente conveniente ante situaciones como ésta colocar el relleno primero e hincar los pilotes después, dejando transcurrir entre ambas operaciones todo el tiempo que sea posible (a base de adelantar mucho la construcción del relleno, por ejemplo) para que, antes de instalar los pilotes, se produzca el mayor grado de asiento de consolidación posible. De otro modo, resulta inevitable que los pilotes arrosten el rozamiento negativo en toda su integridad, con el agravamiento de que el relleno los rodea en una buena altura y, por tratarse de un terraplén compactado de calidad, es capaz de movilizar un rozamiento muy fuerte y, en definitiva, una sobrecarga muy importante de los pilotes.

Así pues, entre las etapas II y III, la capa de limos debió de sufrir un importante asiento, lo que determinó, no sólo el rozamiento negativo, sino que por la presencia de los pilotes inclinados, se desplazase el estribo. En efecto, hay que pensar que, al ser los corrimientos en la masa de limos prácticamente verticales y encontrar el impedimento que suponen los pilotes inclinados, éstos recibirían, además de una fricción hacia abajo, una componente de empuje normal a su eje. Por no existir pilotes inclinados en el otro sentido y por la gran flexibilidad de los verticales (por su longitud y sección), apenas existía coacción al desplazamiento horizontal hacia el lado del terraplén.

La colocación del terraplén de acceso hizo aumentar los asientos y, consecuentemente, la magnitud del corrimiento del estribo, pero, además, por la asimetría de cargas que suponía con relación a los pilotes, debió de provocar empujes laterales sobre éstos con la aparición de flexiones y giro del estribo en el sentido indicado en los esquemas. Resulta, en principio, paradójico el hecho de que el estribo se mueva y gire en contra de lo que cabría esperar por los empujes que recibe de las tierras del terraplén, tendiendo al empuje pasivo. Sin embargo, esto no es así. Numerosas comprobaciones, realizadas por Tschobotarioff (King & Gavaris. Cons. Engrs., 1970), quien instaló células de presión de tierras en estribos pilotados, han evidenciado que muchas veces los empujes dis-



Lineas de igual asiento y características de la cimentación y del terreno en un edificio de Sao Paulo

minuyeron durante este proceso. Ello se debe a que, por la forma de la curva de asientos en superficie debida a los terraplenes, éstos se ven sometidos a tracciones cerca de su extremo y se desplazan también horizontalmente, más que los propios estribos. En el caso que se ha descrito, se observó una separación apreciable entre las aletas del estribo y el terraplén.

Como ya se indicó al enumerar las causas más frecuentes de fallos de cimentaciones, éstos se producen a veces por la heterogeneidad del terreno, sin que la cimentación se adapte a esta circunstancia; es decir, por cimentación homogénea en terreno heterogéneo. También se citó como causa posible la insuficiente longitud de los pilotes en cimentaciones profundas. El caso que se describe a continuación es un buen ejemplo de conjunción de ambos factores.

A finales de 1940 se inició en Sao Paulo la construcción de un rascacielos de 26 plantas y 96 m de altura. Cuando el edificio estaba casi terminado, se observó que había sufrido un considerable asiento y un giro, perfectamente visible desde la calle, y fue preciso interrumpir la construcción.

En la parte superior de la fig. 53 (Dumont-Villares, 1946) se pueden ver las líneas de igual asiento, en una planta de la cimentación. En una esquina del edificio el asiento llegó a 30 cm, en tanto que fue insignificante en la otra esquina. Como puede ver-

se, las líneas de igual asiento son casi rectas, paralelas y equidistantes, como corresponde a un giro casi perfecto de un cuerpo sólido, que confirma la tendencia, ya apuntada, al giro de los edificios altos y esbeltos.

En la parte inferior de la fig. 53 se aprecia claramente cómo es el terreno de cimentación en el solar del rascacielos y cómo es la cimentación. Bajo un relleno, hay una capa de arena media de unos 5 m de espesor, a la que sigue una capa de arcillas de un espesor semejante, descansando sobre arenas finas y medias.

El reconocimiento geotécnico no cubrió todo el solar, por estar parcialmente ocupado por un edificio a demoler cuando se llevaron a cabo las prospecciones. En la parte reconocida, la arcilla es rígida y preconsolidada. Se decidió cimentar mediante pilotes apisonados, con sus bulbos de base apoyando en las arcillas rígidas. Todos los pilotes se construyeron con longitudes semejantes, sin reparar en que en una parte del solar las arcillas eran blandas y se presentaban en forma de cuña. Su elevada compresibilidad determinó el asiento y giro del edificio.

Este edificio fue recalzado y puesto vertical, sustituyendo los pilotes originales por unos pozos más profundos y empleando potentes gatos, todo ello tras rigidizar el terreno por congelación.

En el fondo, este fallo de cimentación es atribuible en última instancia al hecho de haber sido incompleto el reconocimiento geotécnico, lo que

es difícilmente disculpable en Sao Paulo; una particularidad notable del terreno en esa ciudad la constituyen los frecuentes y marcados cambios laterales, lo que es bien conocido y obliga a detallados reconocimientos geotécnicos, con profusión de sondeos que cubran completamente los solares a investigar.

Muchos más ejemplos ilustrativos podrían ponerse; pero el artículo se haría interminable. Ello obliga al autor a dejarlos en el tintero.

9. CONCLUSIONES

Se ha pretendido dar una visión ordenada del problema de los fallos de cimentaciones. El objetivo principal perseguido es contribuir a limitar el ritmo de crecimiento de la larga lista de tales fallos, que tantos trastornos económicos y de otra índole provocan. Para ello, se ha recurrido a un buen número de ejemplos, porque ayudan a fijar y recordar las ideas y con la esperanza de que causen algún impacto, de manera que, ante situaciones parecidas, no se caiga en los mismos errores.

Se ha tratado de hacer ver que, sin restar importancia a los cálculos del proyecto que la Mecánica del Suelo permite hoy realizar, la mayor parte de los fracasos no se debe a errores cometidos en ese proceso, sino a la falta de atención debida al terreno, al diseño conceptual de las cimentaciones y a los detalles. La evitación de los fallos se ve muy ayudada por el conocimiento de otros fallos y de los escollos en que se acostumbra a tropezar.

REFERENCIAS

- DUMONT-VILLARES, A. (1956). «The Underpinning of the 26-storey «Companhia Paulista de Seguros» Building. San Paulo. Brasil». *Géotechnique* 6, No. 1, pp. 1-14.
- FARACO, C. (1970). «Sobre el colapso de los suelos yesosos españoles». Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- GONZALEZ RODRIGUEZ, S. (1982). «Problemática legal que plantea la patología en general». Conferencia en Curso de Patología en la Edificación. Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid.
- HABIB, P. y PUYO, A. (1979). «Stabilité des fondations des constructions de grande hauteur». *Annales de l'I.T.B.T.P.* Nov. n.º 275, pp. 119-124.
- JAPAN NATL. COMM. ON EARTHQUAKE ENG. (1965). «Niigata Earthquake of 1964». *Proc. 3rd World Conf. on Earthquake Eng.*, February.
- JIMENEZ SALAS, J.A., (1970). Comunicación personal.
- JIMENEZ SALAS, J.A.; JUSTO, J.L.; ROMANA, M. y FARACO, C. (1973). «The collapse of gypseous silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates». *Proc. 8th Conf. Soil Mech. Found. Eng. Moscú*, Vol. 2.2., pp. 193-199.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). «Cimentaciones en terrenos expansivos y colapsables». Capítulo 5 de «Geotecnia y Cimientos, III». Primera Parte. Ed. Rueda. Madrid.
- KERISEL, J. (1975). «Old structures in relation to soil conditions». *Géotechnique*, 25, No. 3, pp. 433-482.
- KING y GAVARIS Cons. Engrs. (1970). «Movement towards its backfill of pile supported bridge abutment». New York City. Sept.
- LOPEZ CORRAL, A. (1972). «Sobre el colapso de las arenas de Miga de Madrid». Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- PECK, R.B. y BRYANT, F.G. (1953). «The Bearing-Capacity Failure of the Transcona Elevator». *Géotechnique*, 3, No. 2, pp. 201-208.
- RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. (1975). «Las arcillas expansivas. Su estudio y tratamiento». *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*. No. 108. Marzo-Abril, pp. 3-30.
- ROMANA, M. y SORIANO, A. (1971). «Algunos ejemplos de subsidencias en las cercanías de Zaragoza». I Cong. Hispano-luso-americano de Geología Económica, Madrid, Sección 5, pp. 183-196.
- SCOTT WHITE, L. (1953). «Transcona Elevator Failure: Eye-Witness Account». *Géotechnique*, 3, No. 2, pp. 208-214.
- SKEMPTON, A.W. y McDONALD, D.H. (1956). «The allowable settlement of buildings». *Proc. Inst. C.E.*, 5, No. 3, Pt. 3, pp. 727-784. Dec.
- TERZAGHI, K. y PECK, R.B. (1948). «Soil Mechanics in Engineering Practice». John Wiley & Sons, Inc. New York.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1953). «A Case of Structural Damages Sustained by One-storey Houses Founded on Swelling Clays». *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Zurich, Vol. 1, pp. 473-476.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1973). «Foundations, Retaining and Earth Structures». McGraw-Hill Book Co., New York.