

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO PARA EDIFICIOS URBANOS

Por JOSE SOTO BURGOS, Ingeniero de Caminos.

Ofrece el autor de este artículo originales soluciones para aligerar los pilares de esquina y de contorno de las estructuras de edificios urbanos, así como una interesante simplificación del problema de las juntas de construcción. Estudia los cimientos de los entramados de medianería y propone la adopción de un razonable coeficiente de diversidad de las sobrecargas accidentales, que permita aligerar el conjunto de las estructuras de edificación.

Entre los proyectos que normalmente se encargan al Ingeniero especializado en estructuras, se suelen repetir, con mucha mayor frecuencia que los demás, los de estructuras destinadas a asegurar la resistencia de los edificios urbanos. Los antiguos entramados de madera cedieron su puesto al ladrillo, que más tarde se ha visto sustituido por las estructuras metálicas y por las de hormigón armado, cuando la importancia del edificio no hacía aconsejable confiar exclusivamente al ladrillo el papel resistente, o cuando los espesores de los muros resultaban excesivos. Hoy día, en que es grande la escasez de materiales metálicos, las estructuras de los grandes edificios se hacen casi exclusivamente de hormigón armado.

Es natural que el Ingeniero que tiene que componer una estructura no la disponga de igual modo al variar el material elegido. No organizará una estructura de madera, como lo haría si fuera metálica, y aun menos si hubiera de recurrir al hormigón armado como material resistente. Cada uno de estos materiales tiene características propias. El conocimiento de éstas brinda al proyectista la posibilidad de utilizarlos, sacando de cada uno de ellos el mayor partido posible. Pero existe una gran tendencia a seguir proyectando con las mismas formas, y las disposiciones clásicas de los entramados metálicos se ven repetidas una y otra vez en las estructuras de hormigón armado. Sin embargo, el monolitismo, característica primordial de las estructuras múltiples de hormigón armado, apenas se presenta en los entramados metálicos que se emplean en edificación. En aquéllas priva la continuidad elástica; en éstas se suelen sacrificar las ventajas de la continuidad, en favor de la sencillez de fabricación y de la mayor rapidez de montaje. Esta diferencia entre los dos tipos de estructura bastaría ya por sí sola para que fuera completamente distinta la concepción de una y de otra.

Así, en las estructuras de hormigón armado tiene gran importancia la flexión de los pilares, que por estar rígidamente unidos a las vigas, tienen que resistir con éstas los momentos no equilibrados que aparecen en los nudos. Para valorar aproximadamente la flexión de un pilar de una estructura continua, prece-

niza el autor dibujar sobre la planta del edificio la zona que es sostenida por el pilar, es decir, las sobrecargas, forjados, vigas, muros, etc., que insisten sobre él; si en esta planta marcamos ahora, aunque sólo sea con una razonable aproximación, el punto de paso de la resultante de todas las cargas no equilibradas, y que supondremos sean todas uniformemente repartidas, el momento solicitante del nudo de donde parte el pilar tiene por valor los dos tercios del producto de la resultante, R , en toneladas, por la distancia, d , en metros, que separa el eje del pilar, del de la resultante (figura 1.^a). Para resistir la acción de este momento solicitante colabora toda la estructura, pero muy especialmente los elementos que parten del nudo que consideramos. Por esta razón el pilar absorbe, aproximadamente, un momento igual al solicitante, multiplicado por la relación que existe entre la rigidez del pilar que estudiamos y la suma de las rigideces de todos los elementos (forjados, vigas, pilares, muros, etc.) que, situados en el entorno del nudo, se oponen al giro de éste. Si en el análisis de una estructura no hacemos un estudio de las propagaciones de los momentos de torsión, el método rápido anterior nos dará valores mucho más aproximados que los que se obtendrían al estudiar aisladamente cada uno de los entramados verticales de que se compone el conjunto de la estructura. Por ejemplo, en la figura 1.^a el pilar 2 aparecería solicitado únicamente por las vigas 1 y 2, y si estos tramos están sensiblemente equilibrados y no consideramos los momentos de torsión que se transmiten por las vigas, resultaría que, por muy cuidadoso que fuera nuestro análisis de momentos flectores y de fuerzas cortantes, el pilar 2 estaría trabajando casi a compresión simple, lo que está muy lejos de ser la realidad, ya que los forjados transmiten a las vigas 1 y 2 momentos de torsión de gran importancia que no se pueden despreciar. Son estas grandes vigas rectas de las fachadas las que más torsión sufren y no las vigas curvas de los chaflanes o rotondas, cuya torsión tanto suele preocupar a los principiantes.

El método expuesto pone, gráfica y claramente, de manifiesto que todos los pilares de contorno, y en especial los de esquina, están sometidos a flexiones

muy importantes, sobre todo si se tiene en cuenta la escasa carga axial que los solicita. Estos pilares suelen resultar, por ello, antieconómicos, razón por la que conviene reducir su flexión lo más posible. Refiriéndonos, para fijar las ideas, al caso concreto de la figura 1.^a, podríamos disponer rótulas en la cabeza y en

longitud resultante para estos redondos pasantes, se aprovechan con gran economía las puntas o retales que suelen producirse en gran abundancia al cortar los redondos que llegan de fábrica, para darles las dimensiones correspondientes a las armaduras que tienen que formar los ferrallistas. Con objeto de fortalecer

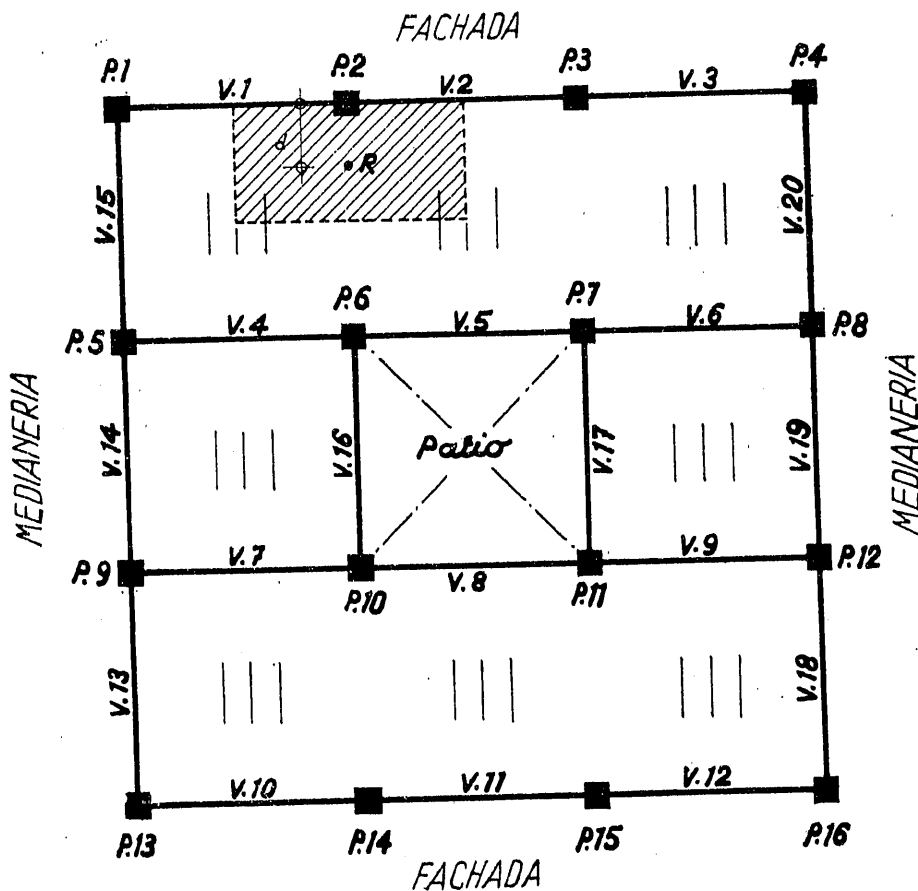


Figura 1.^a

el pie de cada uno de los pilares 1, 4, 13 y 16, con lo que, al privarlos de su capacidad para absorber momentos flectores, bastará dimensionarlos para resistir a compresión simple la ligera carga que los solicita.

Estas rótulas han sido reiteradamente construídas por el autor de estas líneas, como se indica en la figura 2.^a, y siempre con perfecto resultado. Como allí se indica, se separa la viga del pilar mediante una plancha elástica de 2 mm., que es atravesada por unos redondos pasantes, cuya longitud es igual al doble de la máxima dimensión, b , del pilar. Los extremos de estos redondos quedan sin doblar. Debido a la escasa

el hormigón próximo a la rótula, dándole capacidad para que en su interior se regularice la distribución de tensiones desde los redondos pasantes hasta la total sección del pilar, se refuerzan con abundantes estribos las zonas indicadas en la figura 2.^a. El dimensionado del paquete de redondos pasantes se hace de modo que resista la carga vertical a razón de 1 800 Kg./cm.².

Cuando dispongamos de un fuerte núcleo de pilares, capaces por sí solos de asegurar la estabilidad transversal del edificio contra vibraciones, acción del viento, desequilibrio de las solicitaciones, empuje de edificios adyacentes, etc., se pueden birrotular no sola-

mente los pilares de esquina, sino también todos los de contorno que no pertenezcan al citado núcleo. Si en la estructura de la figura 1.^a resultara ser suficiente garantía de estabilidad transversal la continuidad de los pilares 6, 7, 10 y 11, se podrían birrotular todos los restantes. El autor ha utilizado con éxito este pro-

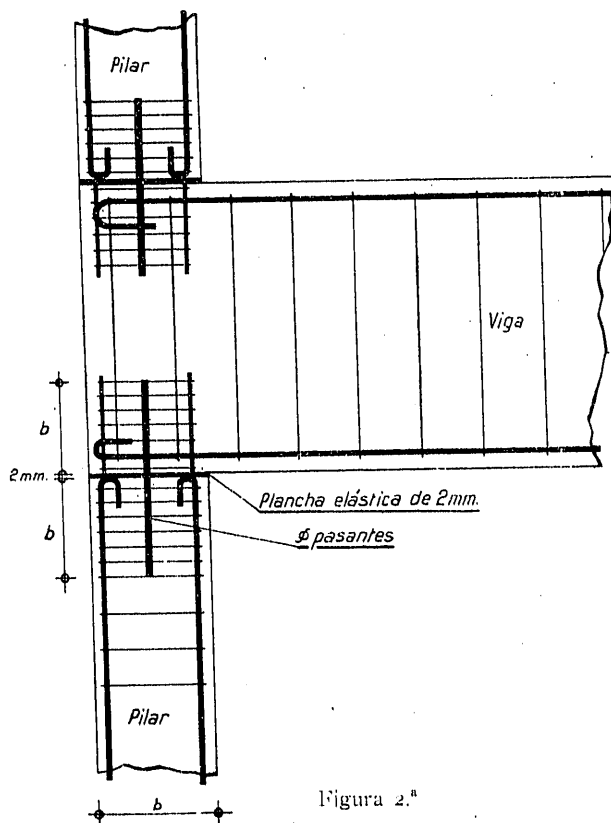


Figura 2.ª

cedimiento, consiguiendo estructuras de gran esbeltez.

Pero a veces no queremos, o no podemos, recurrir al empleo de rótulas, si bien deseamos evitar, en cierto modo, el despilfarro de materiales que lleva consigo la existencia de pilares de esquina en los entramados continuos. Se puede recurrir entonces a variar la disposición en planta de los pilares, abandonando la solución clásica de la figura 1.^a, para adoptar la de la figura 3.^a. La diferencia estriba en que hemos trasladado hacia la derecha los pilares 1 y 13 y hacia la izquierda los pilares 4 y 16. Cada una de las vigas 1, 3, 10 y 12, quedan ahora descompuestas en otras dos. Refiriéndonos concretamente a la esquina del pilar 1, éste se corre hacia la derecha, descomponiéndose la viga 1 en dos: la 1'', situada entre los pilares 1 y 2, y la 1', en voladizo desde el pilar 1. Sobre el extremo de la viga 1' se apoya la viga 15, que sostiene la medianería. La traslación del pilar 1 hacia la derecha debe ser tal que se equilibren lo mejor posible los

momentos de las vigas 1' y 1''. Así, el pilar 1, que antes tenía una importante flexión tanto en el plano de fachada como en el de medianería, que daba lugar a una sollicitación resultante poco favorable, dada la orientación de las caras del pilar, se encuentra ahora prácticamente equilibrado en el plano de fachada y sollicitado por un momento situado en un plano perpendicular a ésta. Su aprovechamiento elástico es mucho mejor ahora. La viga 1 se encuentra descompuesta en la 1'', más corta y ligera que la 1, y en la viga 1', verdadera prolongación en voladizo de la 1''. La viga 15 es, a efectos prácticos, igual a la de la figura 1.^a. También esta disposición ha sido repetidamente utilizada por el autor, siendo, en general, perfectamente compatible con la disposición de huecos de fachada, ya que éstos suelen proyectarse bastante distanciados de las esquinas. Si el hueco se encontrase, en cambio, muy cerca de la esquina, trasladaríamos el pilar 1 a lo largo de la medianería, en dirección al pilar 5, en vez de hacerlo a lo largo de la fachada en dirección al pilar 2.

Si deseáramos, además, equilibrar los pilares de fachada para que tampoco tuvieran momentos de ejes paralelos a las vigas de ésta, remeteríamos debidamente hacia el interior todo el entramado de fachada hasta lograr la compensación de aquéllos o conseguir éste, como se indica en la figura 4.^a, disponiendo miradores e incluso grandes voladizos que protejan al peatón contra los rigores del sol y de la lluvia.

Y ya que nos estamos ocupando de los pilares de contorno, veamos cómo debe llevarse a cabo su cimentación. Generalmente, los grandes edificios modernos se proyectan con una o más plantas subterráneas, lo que da lugar a la existencia de un muro de cerramiento del espacio libre. Este muro debe ser impermeable para evitar humedades en los sótanos, y por esta razón es aconsejable su construcción a base de hormigón. Para la cimentación de nuestros pilares de contorno, caben ahora dos soluciones: 1.^a Construirlos independientes de estos muros y apoyarlos sobre zapatas de hormigón o cualquier otro tipo de durmiente; y 2.^a Aprovechar la existencia del muro y utilizar éste como elemento que reparte sobre el terreno las cargas que le transmiten los pilares. En el primer caso, tenemos mayor coste de encofrado, mayor complejidad de la cimentación y cargas tan descentradas sobre las zapatas, que nos dificultará enormemente el no pasar de la carga admisible sobre el borde de la zapata correspondiente a la línea de contorno sin recurrir a un verdadero despilfarro de materiales, especialmente cuando el terreno no haya de trabajar a más de 3 kilogramos/cm.². En el segundo caso podemos colocar dos ligerísimas armaduras metálicas: una, a lo largo de la parte baja, y otra, a lo largo de la parte alta del muro de hormigón, con lo que éste quedará con-

perficie tributaria, pero sin que la máxima reducción exceda de

$$\Delta \omega_L = \frac{\omega_D + \omega_L}{4.33 \omega_L};$$

en que ω_D es el peso muerto por pie cuadrado de superficie tributaria; ω_L es la sobrecarga básica de cálculo, y Δ , el coeficiente de diversidad.

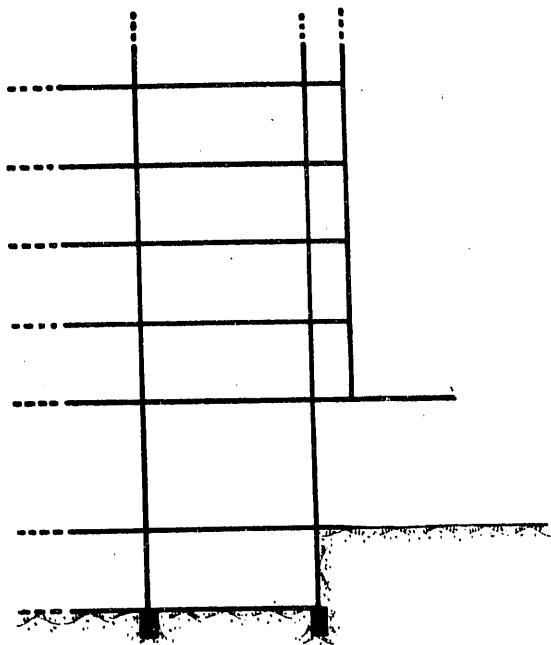


Figura 4.^a

El autor de este artículo propone, en cambio, los siguientes valores para el coeficiente Δ de diversidad de la sobrecarga, para el caso de viviendas y oficinas: En el cálculo de los forjados se le dará el valor 1 si se trata de forjado nervado o con armadura en una sola dirección, y un valor $\Delta = .75$, si el forjado es de losa plana con armadura en dos direcciones. Para el cálculo de las vigas, $\Delta = .75$. Para el cálculo de los pilares de la planta superior, $\Delta = .75$. Para los pilares de las restantes plantas, acumularemos a la carga de los pilares de la última planta las correspondientes a cada una de las inferiores, aplicando a estas últimas un valor $\Delta = .50$. Así, a la vez que facilitamos el cálculo, nos queda un cierto margen de seguridad para cubrir tantas y tantas solicitudes que se desprecian en el cálculo de estas estructuras, como ocurre, por ejemplo, con la acción del viento cuando la altura del edificio no excede del doble de su correspondiente dimensión en planta; retracción de fragua-

do en edificios pequeños, etc., etc. Los coeficientes que proponemos son racionales si tenemos en cuenta que, a la vez que aumenta la superficie tributaria, aumenta el espesor de los elementos resistentes y con éstos la seguridad de que las secciones tienen más homogeneidad. Así, una coquera invisible desde el exterior, en un nervio de un forjado, puede resultar peligrosa, y en cambio carece de importancia en una viga de 40×60 cm.

Pasemos, por último, a considerar los efectos de la retracción de fraguado y de las variaciones de temperatura. La retracción de fraguado da lugar a una disminución de la longitud de todos los elementos de una estructura que se encoge, transformándose, *grosso modo*, en otra semejante, pero más pequeña (fig. 5.^a). Nada le ocurriría a la estructura si ésta pudiera deformarse libremente; pero, en general, no puede hacerlo, ya que nosotros la hemos unido, más o menos rígidamente, al terreno o a otras construcciones que no consienten su libre deformación, y la nueva estructura solicitada por las reacciones de las sustentaciones tiende a romperse, especialmente las vigas y forjados que sirven de techo a la planta de tiendas, y toda la estructura, pilares, muros, forjados, vigas, soleras, etc., situados por debajo de ella. A esta retracción de fraguado hay que añadir los efectos debidos a las variaciones de temperatura que, como esquemáticamente se ha indicado en la figura 5.^a, incrementan o reducen, según que aquella descienda o aumente, el grado de encogimiento o retracción originado por el fraguado, produciéndose lo que podría denominarse "la respiración de la estructura", ya que el aumento y la disminución de las dimensiones, recuerdan los movimientos respiratorios de aspiración y espiración. A una estructura le ocurre lo mismo que a nuestro tórax: si lo cubrimos con un jersey elástico, respiramos tranquilamente, porque permitimos nuestros movimientos de dilatación y contracción. Si, en cambio, rodeáramos nuestro pecho de una coraza metálica indeformable, cuya dimensión correspondiera a la medida de nuestro tórax, se vería tan dificultada nuestra respiración, que ello sería causa de serios trastornos orgánicos. Igual sucede en las estructuras, que resisten tranquilamente cuando las permitimos respirar — tramo recto de un puente metálico apoyado sobre rótulas y rodillos — o que las atormentamos con trabajos suplementarios que, a veces, producen hasta su rotura, cuando no las dejamos respirar — estructuras ancladas al terreno por puntos muy distantes entre sí —.

En el caso de estructuras de edificación, habremos de distinguir dos partes: 1.^a La enterrada, poco influenciada por las variaciones de temperatura, pero muy sujeta al terreno; y 2.^a La superestructura, libre para dilatarse o encogerse en sentido vertical, pero con respiración horizontal, restringida por la existencia de muros y pilares que se oponen a ella. La solución más empleada para evitar tensiones peligrosas

consiste en cortar el edificio mediante planos verticales, en trozos suficientemente pequeños, para que ni la retracción de fraguado ni la respiración den lugar a tensiones peligrosas. Esta práctica tiene, sin embargo, grandes inconvenientes desde el punto de vista de composición de las plantas de los edificios, ya que

ra —, terminando los dobles pilares al llegar a la planta inmediatamente superior a esta última, que ya se construye sin junta. La retracción y respiración de esta planta y de las superiores serán, indiscutiblemente, muy importantes, pero la gran esbeltez de los pilares que las sostienen, con sus dos plantas o más de altura,

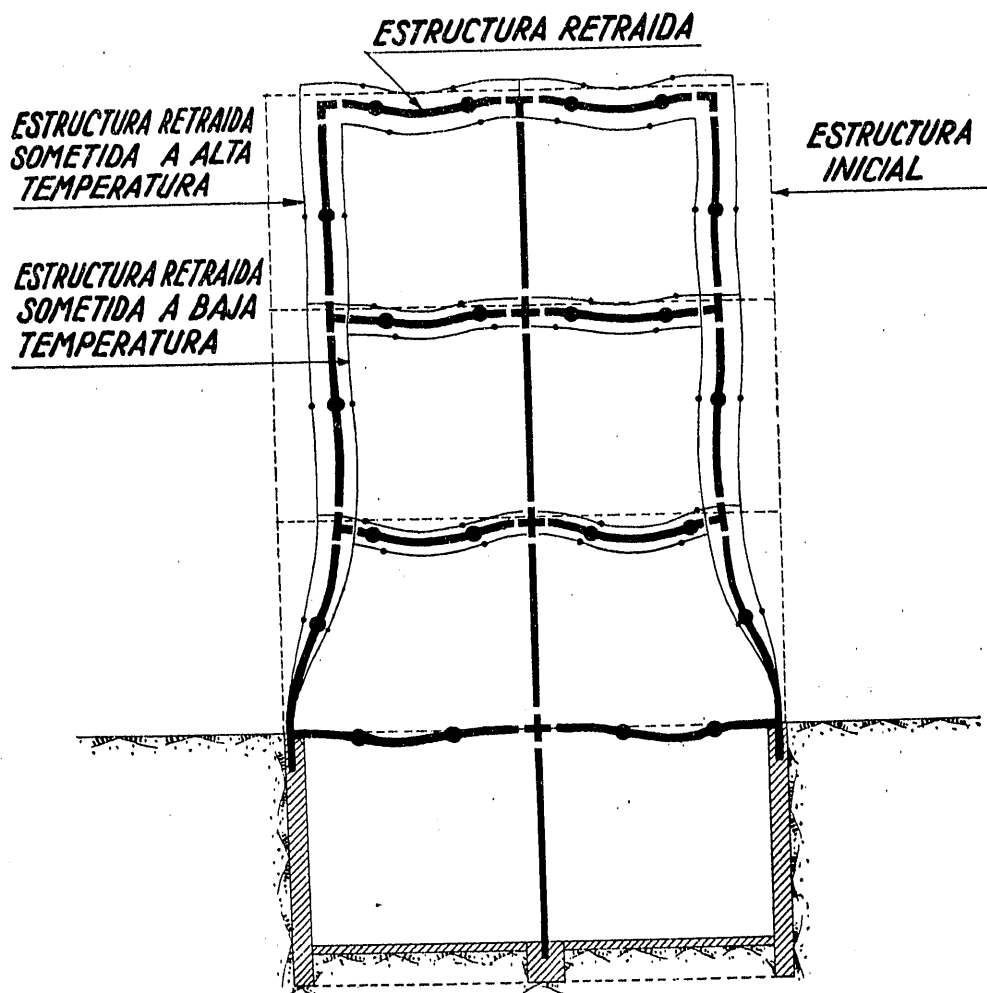


Figura 5.ª

los dobles pilares que se producen, y las juntas que hay que dejar, obligan a soluciones poco estéticas y que complican la obra.

Para evitar estos inconvenientes, el autor de este trabajo ha recurrido, en varios de sus recientes proyectos, a establecer juntas que corten la cimentación de tipo continuo —es decir, que no sea por apoyos aislados— todos los entramados horizontales de las plantas situadas a la altura de la superficie del terreno o por debajo de éste, así como los de la que sirve de techo a la planta baja —generalmente de gran altu-

permite, con amplio margen de seguridad, los posibles movimientos horizontales de la estructura.

La combinación de esta disposición de juntas con el hormigonado de la estructura por zonas aisladas, separadas entre sí por fajas de 70 cm. de anchura, que se hormigonan bastante más tarde que el resto para hacer casi desaparecer la influencia de la retracción de fraguado, permite reducir grandemente las molestias a que nos tienen acostumbrados las tan aparatosas juntas de construcción que cortan la totalidad de los edificios. En la figura 6.ª se ilustra el esquema

funcional de una posible estructura de edificación con la junta proyectada por el autor. Los muros de cimentación se disponen también con sus correspondientes juntas. Comparando este esquema funcional con el de

gida, puede volver a ser recomendable la disposición de juntas, aunque éstas no sean, generalmente, necesarias gracias a la gran esbeltez de los pilares que sostienen la cubierta.

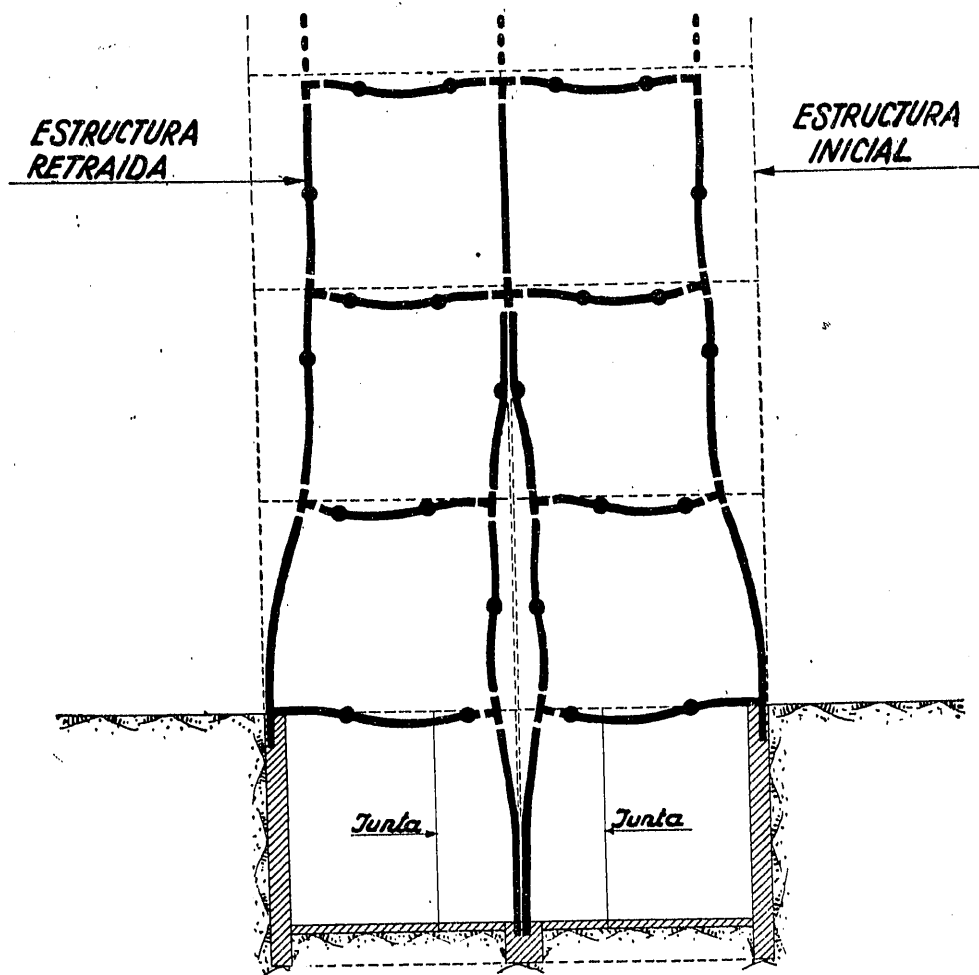


Figura 6.^a

la figura 5.^a, se comprende fácilmente que es muy grande el grado de libertad que presta a la estructura la existencia de la citada junta.

Claro es que en la planta de cubiertas, sometida, a veces, a una respiración de mayor intensidad que las restantes, debido a las grandes variaciones de temperatura que sufre si no está suficientemente prote-

El conjunto de métodos y disposiciones que aparecen en este artículo son todos originales, y no dudamos que, sometidos a la crítica y estudio por parte de nuestros compañeros, podrán alcanzar un alto grado de perfección, sirviendo a la vez de modesta ayuda a los proyectistas de estructuras de edificación.