

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE ESPAÑA

EL HORMIGON ARMADO Y LOS GRANDES EMBALSES (1)

I

Introducción.

Señores:

Honrado por nuestro Instituto con la distinción, tan lisonjera como para mí abrumadora, de exponer ante colegas y compañeros algo, naturalmente de ingeniería, y algo que valga la pena de molestar la atención de tal auditorio, trataré de compensar cuanto á mí me falta con lo que en amplitud é importancia sobra al tema.

De pocos años á esta parte un nuevo material ha revolucionado el arte de construir: el hormigón armado. Al mismo tiempo, y singularmente en los Estados Unidos y en nuestra España, las obras destinadas al riego y, como base de ellas, los grandes embalses, han ido tomando grandísima importancia, quizá no tanta como á su condición de creadoras de riqueza y de vida corresponde.

Para muchos, apegados á lo añejo, el hormigón armado prosigue siendo, como en los primeros días, una resultante de empirismo y de audacia, un arma de dos filos, imposible casi de manejar sin herirse: sus maravillosos éxitos, efectos de pura casualidad, sus grandes fracasos, debidos exclusivamente á sus condiciones intrínsecas.

Para muchos también, poco osados, y el Ingeniero necesita siempre ser osado, lo que no implica ni imprudencia ni menos temeridad, los muros de embalse de 60 á 80 y 100 metros, ya construídos algunos, son obra de verdaderos temerarios, ejemplos que terminantemente deben ser proscritos.

Demostrar lo que verdaderamente es hoy día el hormigón armado, exponer *cómo se puede y cómo se debe* manejar, científica, rigurosa, jamás rutinariamente, con tanta precisión como se maneja el material que más seguro parece, el

acero; y como muestra de ello aplicarlo concretamente á la realización de un muro de embalse de gran altura, tal es mi objeto.

II

El hormigón armado.

Inútil sería repetiros con detalle lo que todos conocéis de este maravilloso resultado de los dos grandes principios, asociación, división del trabajo. Los dos se realizan de un modo perfecto en ese material, híbrido de dos elementos antitéticos á más no poder, que, sin embargo, se funden admirablemente, obedeciendo á la ley del contraste, á esa misma ley que tantas veces fuerza á la mujer hermosa á gustar del hombre feo, á la débil del atlético, á la de refinada cultura del toso...

Los dos elementos, enlazados por el vínculo de la mutua adherencia, que ni el tiempo, ni el trabajo, aunque éste lleve consigo numerosas y violentas trepidaciones y alternativas, ni la acción de los agentes naturales, tienden á debilitar, antes al contrario, se funden en uno sólo: el hormigón armado no es una simple suma de hormigón y de armadura, es una combinación, estable, permanente, con cualidades propias, bien distintas de las de aquéllos.

¿Se conocen hoy día estas cualidades específicas con la suficiente precisión para manejar ese material con seguridad? Sí, puedo afirmaros rotundamente: se conocen tan bien y tan mal como las del acero, bastante mejor que las de la madera, mucho mejor que las de las fábricas.

Tan bien y tan mal como las del acero he dicho; la aserción quizá parezca, sobre aventurada, ambigua. Pasa este material como prototipo de los bien conocidos; no lo está sin embargo, tan bien como fuera de desear; se admite en la práctica que es isótropo y que cumple exactamente la ley de Hooke, y ni su elasticidad es la misma en todos sentidos, ni su deformabilidad es exactamente proporcional á la carga que actúa. Y aparte de las variaciones de sus constantes físicas de una muestra á otra dentro de los productos de una misma hornada ó laminación, aun supuestas perfectamente conocidas é iguales en todos los elementos que constituyen una obra, subsisten incógnitas dichas constantes referidas no ya al elemento, sino al todo. El coeficiente de elasticidad, por ejemplo, de un puente metálico, no es el de las piezas que lo componen; de poco sirve medirlo muy exactamente en éstas, si no lo podemos valorar en el conjunto que forman más que de un modo intuitivo; y, sin embargo, es ese

(1) Conferencia dada el 1.º de Marzo de 1912 por D. Juan Manuel de Zafra, Ingeniero del Cuerpo Nacional de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de «Hormigón armado» y de «Puertos y señales marítimas» en la Escuela especial de dicho Cuerpo.

coeficiente de elasticidad del *todo*, variable de un punto á otro, con saltos bruscos en las inevitables juntas, el que rige y determina la distribución de trabajos en las diferentes *partes*, y no el coeficiente individual de éstas. De aquí que cuando se *ausculta* un puente, como con gráfica frase dice Rabut, se encuentre siempre discrepancia, á veces enorme, entre lo que realmente trabaja una pieza y lo que, según el cálculo, debiera trabajar.

¿A qué se deben ese desconocimiento y esa discrepancia? Al enemigo jurado del constructor, á la junta, á la discontinuidad forzosa, que hace de la obra aparentemente homogénea un conjunto inevitablemente heterogéneo. Ese enemigo es el que no existe, ó, cuando existe, influye en grado mínimo en el hormigón armado.

Este material, puramente rutinario en sus primeros años, ha sido y sigue siendo en el día estudiado con extrema minuciosidad, particularmente en Alemania y en los Estados Unidos: el retraso en tiempo ha sido ampliamente compensado con el número y calidad de los investigadores y con el ahínco que en su tarea han puesto.

El pecado original del hormigón armado que sus detractores le echan en cara, la heterogeneidad de constitución, resulta al fin y á la postre defecto genérico de todos los materiales. No hace mucho que en este mismo sitio, un ilustre Ingeniero os ha dicho con gráfica frase, que la más pulimentada barra de acero se halla constituida por un tejido semejante al del tronco leñoso, por una suma de elementos, unos poliédricos, otros fibrosos, íntimamente aglomerados, es decir, por los mismos tres órdenes de elementos que en tamaño muchísimo mayor, pero genéricamente iguales, constituyen el hormigón armado.

Otro defecto grave: el hormigón armado no es perfectamente elástico. Ciertísimo, lo mismo que todos los materiales *en su estado inicial*. La diferencia de escala en la finura de composición se traduce en la misma diferencia de escala en el paso de la elasticidad inicial, imperfecta, á la final, perfecta.

Se cree que los metales ferrosos, el acero, seguiremos diciendo, son desde un principio obedientes á la ley de Hooke, á la exacta proporcionalidad entre la causa y el efecto, la carga y la deformación, dentro del límite que se llama de elasticidad perfecta. Visto el fenómeno, por decirlo así, con el microscopio, no hay tal: es idéntico, salvo la escala, al que el hormigón armado presenta.

Sometido un trozo de este material á una carga, su deformación alcanza un cierto valor, dependiente de la intensidad de aquélla y del tiempo durante el cual actúa. Suprimida la carga, no desaparece toda la deformación: queda un residuo, *plástico*, por contraposición al resto que se ha anulado, *elástico*. Una nueva aplicación de la misma carga, seguida por otra supresión, produce análogo efecto: se alcanza una deformación total, menor que la anterior, subsiste un nuevo residuo plástico, menor también que su homólogo, y que representa una parte alícuota de la deformación total más pequeña que en el primer caso. La reiteración del proceso, limitada siempre la carga al máximo valor dado en el primer período, conduce rápidamente á una *extinción total del residuo plástico*, es decir, á un régimen final de *elasticidad perfecta*, de deformaciones *totalmente elásticas*, exactamente proporcionales á las cargas, siempre que éstas no excedan el valor de la ya repetidas veces sufrida. El coeficiente de elasticidad va disminuyendo al mismo tiempo, cada vez más lentamente, hasta quedar con un valor fijo y constante.

Si se repite el proceso con cargas máximas superiores á las ya sufridas, se llega nuevamente, por análoga gradación, á otro régimen final de elasticidad perfecta, caracterizado por otro coeficiente más pequeño aún.

Y así sucesivamente mientras dichas cargas no alcanzan un cierto valor límite.

Este fenómeno es simplemente la manifestación de leyes universales en la naturaleza: el cambio progresivo de estructura para conservar la existencia por la adaptación á las condiciones del medio ambiente.

Huelga casi decir que esas deformaciones residuarias permanentes que nacen durante el período de adaptación son de un orden tan pequeño, que las más de las veces no llegan á ser apreciadas por los aparatos de medida cuando se aplican á obras enteras: sólo con los medios de alta precisión empleados en los laboratorios se consigue siempre valorarlas. Proverbial es la pequeñísima deformabilidad de las obras de hormigón armado, y esa se refiere al total de las deformaciones, no á la parte alícuota, siempre muy reducida respecto al total.

¿Qué pasa con el acero? Exactamente lo mismo, salvo la escala, pequeñísima si se trata de una pieza sola, mucho más perceptible si de una obra. La desventaja para el hormigón armado de lo basto y grosero de su estructura, comparado con lo fino y microscópico de la del metal, se compensa con creces merced á la heterogeneidad que en la obra metálica introducen las juntas, cuya transcendencia es de orden más elevado que la heterogeneidad elemental de la obra de hormigón armado, monolítica. El proceso de adaptación, prácticamente insensible en la pieza metálica suelta, no lo es ni mucho menos en la obra entera. Es más: la causa de ello, las juntas, puede muy bien con el tiempo y con la reiteración de cargas no mantener el régimen final permanente, sino provocar, por el alojamiento progresivo, el paso á otros regímenes de menor elasticidad del conjunto.

Aparte de este peligro, llegamos, por tanto, con los dos materiales á un mismo estadio final. Una obra de hormigón armado, lo mismo que una metálica, nunca es en un principio, pero siempre y rápidamente llega á ser elástica de un modo perfecto y permanente y á cumplir con exactitud la ley de Hooke. Y esto no es resultado de postulados, hipótesis ni teorías, sino sencillamente de la experiencia adquirida en millares de obras.

¿Cómo se debe tratar el hormigón armado? Lo mismísimo que el acero, como un cuerpo perfectamente elástico. ¿De qué coeficiente de elasticidad? Este es el punto delicado.

La teoría nos enseña que un cuerpo de elasticidad variable, pero definida en cada punto, es mecánicamente idéntico, esto es, sufre en cada punto las mismas cargas y deformaciones que otro cuerpo *virtual*, homogéneo, cuya sección sea la suma de productos de cada sección elemental por la relación de su propio coeficiente de elasticidad á uno arbitrario, el menor de todos; y cuyo momento de inercia esté análogamente definido.

Las cargas del sólido virtual, multiplicadas por la relación de coeficientes de elasticidad son las cargas del sólido real.

El teorema es general y exactamente aplicable al caso del hormigón armado sin más restricción que la coincidencia de un plano principal de la armadura, con otro plano principal del hormigón, considerados aisladamente.

El coeficiente de elasticidad de la armadura es conocido

y prácticamente constante. El del hormigón ya dentro del régimen definitivo, también, pero con una particularidad. Tiene un valor prácticamente constante respecto á cargas de compresión y un valor distinto del anterior para las de tensión: en cuanto éstas se acercan á la de rotura, el coeficiente decrece con suma rapidez y puede considerarse nulo.

La aplicación del teorema del sólido virtual homogéneo y equivalente, sería imposible si no enseñara la experimentación, *suprema lex* del Ingeniero, que, prescindiendo en absoluto de hacer entrar en la evaluación de secciones y momentos de inercia todos los elementos de hormigón que han de estar estirados, hay un cierto valor de la relación de coeficientes de elasticidad, constante y determinado, que conduce á un acuerdo casi perfecto entre las cargas calculadas y medidas, para cualquier punto del sólido real. Con la ventaja, que compensa la no perfección, de que el error ó discrepancia es, siempre, en sentido desfavorable, en el de exagerar las cargas calculadas, y, por tanto, aumentar implícitamente la seguridad.

Casi todos los países que han adoptado reglamentos respecto al hormigón armado, fijan en el número 15 el valor de la relación de coeficientes elásticos; realmente deja de ser tal relación para convertirse en una constante física experimental, como una densidad, un calor específico.

Pero en multitud de casos es *a priori* desconocida la zona en que han de reinar tensiones: el cálculo de toda construcción hiperestática, y la mayoría de las de hormigón armado lo son, no es factible por la Mecánica geométrica, sino por la verdadera Mecánica, la elástica: entran en juego desde el primer momento las deformaciones, incógnitas, funciones de los elementos sección y momento de inercia, que hay que calcular ante todo.

Los resultados de la experimentación demuestran igualmente que calculados dichos elementos con las secciones íntegras y una relación de coeficientes de elasticidad también fija, 10 generalmente, se alcanza la necesaria exactitud y se camina sobre seguro.

Observemos que estas dos llamadas á la práctica no implican, ni mucho menos, empirismo. Nada de eso: el Ingeniero necesita constantemente recurrir á la experimentación para contrastar, no la teoría, que dentro de las bases sentadas es indiscutible, sino las condiciones y límites de aplicabilidad, los fenómenos y circunstancias que aquélla es inhábil para tener en cuenta.

Entre el sabio que edifica una teoría de la elasticidad razonando siempre respecto á cuerpos perfectamente isótropos, continuos, ideales en una palabra, y el Ingeniero que maneja cuerpos reales, con peculiaridades y anomalías, pequeñas, sí, pero no despreciables, hay un lazo común y al mismo tiempo un abismo, y este sólo lo puede salvar la observación de la realidad.

Teoría y práctica son igualmente necesarias: las dos aunadas, aquélla para investigar y para analizar los resultados de ésta, para sobre lo conocido poderse aventurar poco á poco en lo desconocido, caminando sobre seguro; la segunda para sancionar, complementar y perfeccionar á la primera. El hombre de acción que se limita á reproducir lo ya hecho puede contentarse con la simple práctica, la rutina: el hombre de acción y de progreso, tal debe ser siempre el Ingeniero, no debe contentarse con lo ya alcanzado, sino aspirar á mejorarlo, poco ó mucho, siempre algo, á sumar su trabajo con el de sus predecesores y colaborar por el progreso, necesita ir siempre con la práctica y con la teoría,

sin exclusivismo por una ni por otra, sino con la vista en las dos á un tiempo, como el barco que gracias á un buen balizamiento luminoso sigue con absoluta seguridad una derrota que nunca ha navegado, sin más que mantenerse siempre entre la luz de estribor y la de babor.

La Mecánica del hormigón armado es la Mecánica de todos los materiales elásticos, con sus defectos, con su atraso, con la necesidad de basarse en ciertos postulados, de corregir con las constantes físicas de observación y de limitar con los llamados coeficientes de seguridad los errores hijos de su imperfección. Sólo tiene de particular el procedimiento, la sustitución del sólido real heterogéneo por el sólido virtual homogéneo, ente de razón, instrumento necesario, exactamente del mismo orden y de la misma utilidad y necesidad, que esos otros entes de razón que se llaman momento flector, fuerza normal y fuerza tangencial. Ninguno de ellos existe, pero las cosas pasan como si existieran, y merced á esos artificios llegamos, suponiendo que la materia les obedece parcialmente uno á uno, á conocer, por totalización, lo que en la materia pasa de una vez, obedeciendo á lo que realmente actúa sobre ella, á la combinación simultánea de todos.

Dos palabras antes de terminar esta primera parte para vindicar al hormigón armado de una acusación injusta.

Un doloroso suceso ocurrido hace años en Madrid se atribuyó exclusiva y erróneamente al efecto de variaciones de temperatura, fenómeno que en el ánimo de muchos tiene, desde entonces, una influencia decisiva sobre este material, mucho mayor que sobre los demás.

La tiene, es verdad, pero no de ese modo decisivo y singular que se le supone, y, cosa que á muchos sorprende, la tiene sensiblemente igual que en todos los materiales de construcción. En los aceros usuales el coeficiente de dilatación por grado centígrado es de 11 á 12 millonésimas, en las piedras calizas y graníticas de 8 á 9, de 9 á 12 en los ladrillos y mármoles y de 9,5 á 10 en los hormigones con la dosificación usual en los armados. Este último número es el resultado, siempre concordante, de numerosísimas medidas de alta precisión hechas en multitud de laboratorios alemanes y norteamericanos. Y llamo vuestra atención sobre el singular error que en muchos libros se comete, atribuyendo al coeficiente del hormigón valores de 13 á 14 millonésimas, que son los de la pasta de cemento puro, como si el *cemento armado*, nombre absolutamente impropio, al que se aferran muchos, pudiera existir.

Con diferencias pequeñísimas, inapreciables, lo mismo se dilata y se contrae por unidad una obra de hormigón armado que un edificio de sillería ó de ladrillo. Visitad el claustro de San Jerónimo, recorred el basamento de la verja del Retiro, y veréis bien acusados los efectos de las variaciones térmicas; hoy mismo os citaré datos concretos sobre las grietas que rajan de arriba abajo colosales presas de embalse, cortando secciones de centenares de metros cuadrados.

La masa, el calor específico y la conductibilidad, influyen poderosamente y diferencian el proceso de los cambios de volumen, que en una obra metálica es rapidísimo, sigue con pequeño retraso las oscilaciones térmicas, y en obras de fábrica y de hormigón armado es mucho más lento, tanto más, cuanto mayores sean los gruesos. Pero á la larga, si las oscilaciones de corto período se atenúan en los materiales pétreos, las oscilaciones lentas actúan lo mismo que en los metálicos.

En el hormigón armado, como en cualquier material, las

alteraciones de volumen existen, no hay medio de evitarlas; la energía que las produce es incontrastable. Lo que hay que hacer, y el ejemplo os lo demostrará, es no oponerse á ellas, estudiarlas minuciosamente, prever sus efectos y asegurar el equilibrio de la construcción contando desde el primer momento con ese enemigo poderoso, con quien, sin embargo, se llega perfectamente, sabiéndolo hacer, á convivir.

III

Muros de hormigón armado.

El movimiento se demuestra andando: andemos y veamos, paso á paso, cómo se puede y cómo se debe manejar el hormigón armado.

De todas las obras que el ingenio humano opone á la naturaleza ningunas tan grandiosas como los diques. Se lleva la palma el dique propiamente dicho, el dinámico, el rompeolas; nada hay comparable al espectáculo de una mar furiosa que choca, salta á enorme altura y concluye, vencida, por deshacerse en espuma y vapor; millones de tonelámetros en cada golpe acompasado atacan al dique, lo sacuden, lo conmueven sin conseguir destruirlo y se resuelven, por fin, en calor.

El dique estático, el muro de embalse, el que no de cuándo en cuándo, sino un segundo y otro, y días y meses, represa cientos de millones de metros cúbicos y contrarresta quieta y tranquilamente la enorme energía potencial que acumulan, si no ofrece espectáculo tan emocionante, no deja de tener una grandeza sublime. Por segura que sea su construcción aterra pensar la catástrofe que la menor falta puede producir, al desatarse de un solo golpe aquella colosal energía, catástrofe muchísimo mayor y, sobre todo, muchísimo más dolorosa que la ruina de un rompeolas.

El único modo de contrarrestar esa enorme energía acumulada es oponerle una masa del mismo orden; para obtener la que hay que acumular á su vez una cantidad de materiales pétreos tal, que, por baratos que sean, el costo de la obra resulta grandísimo.

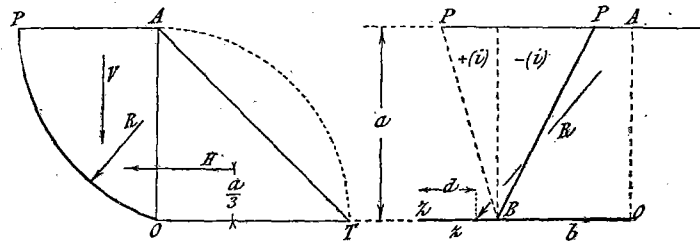
Si el material es el hormigón armado, la solución del problema es la misma en el fondo; sólo varía la naturaleza de la masa acumulada; es el agua, que nada cuesta, la que combate y vence su propia acción; el material algo ayuda por su propio peso, pero su verdadero papel es el de receptor y transformador de las acciones de aquélla.

El embalse ó escalón que se ha de realizar, OA (fig. 1.^a), es factible oponiendo al agua una superficie resistente, OP , una pantalla. La acción en cada punto, siempre normal, es resultante de dos acciones ficticias: una vertical, peso de la columna que tiene por base la proyección horizontal del elemento; otra horizontal, peso de la columna de igual altura, pero de base la proyección vertical del mismo elemento.

La totalización de acciones, representada por una resultante, R , lo es de dos componentes análogas, V , H , pesos de los volúmenes OAP , OAT . Para todo punto á la izquierda de V , esta fuerza tiene un momento positivo, *estabilizador*, que se opone y puede equilibrar y vencer al momento, siempre negativo, *volcador*, de H .

Para mantener la superficie resistente y transmitir al terreno la acción total R , basta ligarla de cuándo en cuándo por contrafuertes á otra superficie horizontal en contacto con aquél. La forma general de un muro está compuesta: por OB , *basa*, y BP , *pantalla* propiamente dicha, que contienen

el peso estabilizador $OBPA$, y por la *zarpa*, BZ , que amplía el apoyo sobre el terreno y permite graduar la presión sobre él y aumentar la seguridad contra el vuelco, alejando cuanto se quiera el punto de giro Z . Los tres elementos, pantalla, basa, zarpa, deben formar, gracias á los contrafuertes de enlace, un conjunto rígido.



$$V = \delta (\text{área } OAP)$$

$$V = ab + i \frac{a^2}{2}$$

$$H = \delta (\text{área } OAS) = \delta \frac{a^2}{2}$$

$$H = \frac{a^2}{2}$$

$$M_e = ab(z + \frac{b}{3}) + i \frac{a^2}{2} (z - i \frac{a}{3}); M_v = -\frac{a^3}{6}$$

$$\epsilon = -\frac{M_e}{M_v} \quad d = \frac{M_e + M_v}{V} = \frac{3ab^2 + 6abz + 3ia^2z - i^2a^3 - a^3}{6ab + 3ia^2}$$

Fig. 1.^a

La pantalla, recta por sencillez de construcción, puede formar un ángulo (i) ($\tan(i) = i$) positivo cuando acrece, y negativo cuando aminora el peso estabilizador $OBPA$. Con las notaciones de la figura, las expresiones de V , H , de los momentos estabilizador y volcador M_e , M_v , del coeficiente de estabilidad, ϵ y de la abscisa d , del centro de presión, son generales, cualquiera que sea (i) .

El problema es tan indeterminado como todos los del Ingeniero, mientras no se agrega la condición del mínimo costo, que se traduce en el mínimo desarrollo de los elementos más caros, p , b , z . La pantalla tiene siempre que existir; la basa puede desaparecer si $(i) > 0$, puesto que no se anula el peso estabilizador; la zarpa también. Existen, por tanto, tres tipos de muros (fig. 2.^a), con basa sola, con basa y zarpa, con zarpa sola.

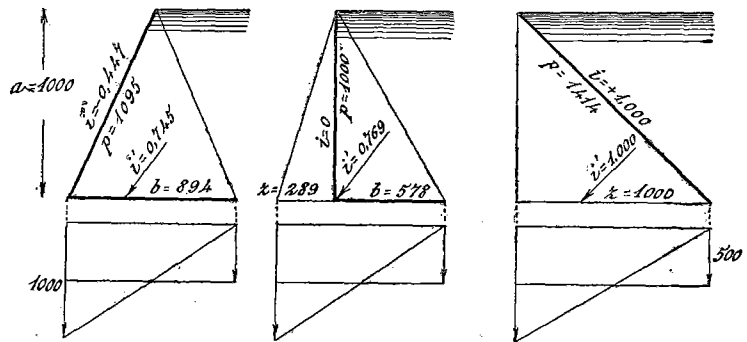


Fig. 2.^a

Si para los tres imponemos la misma condición mecánica, de que el centro de presión esté en el extremo del núcleo central, es decir:

$$z = 0 \text{ con } d = \frac{b}{3}$$

$$d = \frac{b + z}{3}$$

$$b = 0 \text{ con } d = \frac{z}{3}$$

y buscamos los mínimos respectivos de b , $b + z$, z , resultan los valores de i y de los demás elementos consignados en la figura.

¿Cuál de los tres tipos mínimos es preferible? La basa, de existir, tiene que ser una superficie resistente y continua, sobre la que se ejerza de un modo real la presión del agua. Si ésta llega á penetrar por debajo, las presiones y subpresiones se equilibran, el peso estabilizador se anula y el muro vuelca, si es de basa sola, ó queda comprometido si es de basa y zarpa.

La zarpa, por lo contrario, no necesita existir como superficie ininterrumpida; puede muy bien ser discontinua, formada únicamente por los pies de los contrafuertes, con tal que sumen el área debida para limitar la presión sobre el terreno á lo buenamente admisible. Si el agua se infiltra por bajo del pie de la pantalla, brota y corre libremente por los vanos entre contrafuertes, donde sólo reina la presión atmosférica, en nada aminora el peso estabilizador ni altera las condiciones de equilibrio del muro.

Así como para contención de tierras los tipos preferibles son los primero y segundo, el tercero es el único seguro y admisible para embalses.

Con la inclinación $i = +1$, ó 45° , la resultante corta á la base del contrafuerte y á la de cualquier trozo de éste, segregado por una horizontal, con la misma inclinación de 45° y al tercio; la presión aguas arriba es nula, y aguas abajo igual á la hidrostática, siempre que el contrafuerte sea de planta rectangular.

El peso muerto de la obra modifica esta distribución aumentando muy poco aguas arriba (efecto sólo de la pantalla) y bastante más aguas abajo.

Con arreglo casi estricto á este tipo, embalsa desde hace tres años la presa de La Prele, en los Estados Unidos (figura 3), una altura de 36,30. El constructor ha ensanchado algo el contrafuerte para dar cabida al camino de coronación é inclinado la pantalla algo más de 45° .

Los contrafuertes, á 18 pies, 5,49 m. entre ejes, aumentan, por retallos, desde el espesor 0,305 hasta el de 1,27, con un cimientó que ensancha á 4,42. La pantalla, despiezada en losas fabricadas de antemano y rejuntadas con asfalto, alcanza un espesor de 1,37 que, en hormigón armado, es enorme, y eso que los contrafuertes reducen, por medio de ménsulas, el vano libre á 3,15 m. tan sólo.

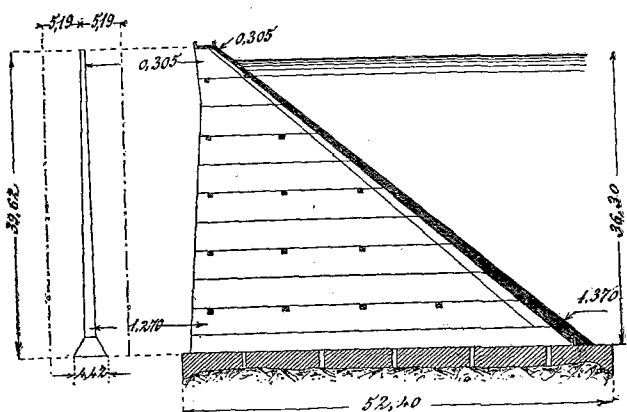


Fig. 3.ª

Si nos limitáramos á copiar servilmente tal tipo, y tratando únicamente de aplicarlo á mayor embalse, no seríamos Ingenieros. Analicemos la obra; veamos en qué cabe mejorarla.

Mientras la pantalla se componga de elementos planos, resistentes por flexión, la carga superficial $1000z$ kilos por metro cuadrado dará en el vano v un momento $125z v^2$ y

exigirá un espesor, con la cuantía (relación de secciones armadura/hormigón) económica, 0,008, algo superior para recubrir las barras, á:

$$e = 0,00354 \sqrt{M} = 0,03957 v \sqrt{z} \text{ (m.)} \quad (1)$$

medido normalmente, ó $\sqrt{2}$ veces mayor según la horizontal.

Sustituyamos á la losa plana un semianillo circular de diámetro v , que trabajará exclusivamente por compresión en el sentido horizontal: en idénticas condiciones de carga máxima que la losa, bastará el espesor, medido horizontalmente:

$$e' = \frac{1000z \times \frac{v}{2}}{45 \times 10000 \text{ (kg./m.}^2\text{)}} = 0,00111 v z \quad (2)$$

y el volumen de la pantalla se hace

$$\frac{0,03957 \sqrt{z}}{\frac{\pi}{2} \times 0,00111 \sqrt{z}} = \frac{32}{\sqrt{z}}$$

veces menor: 4,13, 3,58, 3,20 para 60, 80, 100 metros. La economía es bastante mayor aún, porque las armaduras (estrictamente, innecesarias) son muchísimo menores.

Y lo de menos es lo ganado en costo, con ser tanto; más importa, como veremos después, la flexibilidad de esa pantalla ondulada, que se acomoda maravillosamente á las variaciones de volumen por cambios de temperatura y de estado higrométrico.

Si el contrafuerte se hace casi tetraédrico, es decir, con secciones horizontales que por el momento podemos considerar triangulares, las presiones verticales debidas al agua se hacen uniformes: el área necesaria por este concepto se reduce á la mitad, á igualdad de carga unitaria que en las secciones rectangulares del tipo americano. Las presiones debidas al peso propio del contrafuerte se reparten en uno y otro caso lo mismo, dando una carga nula aguas arriba y doble de la media aguas abajo, sólo que la media tetraédrica es muy inferior, menos de la mitad de la media rectangular. En suma, el volumen del contrafuerte se reduce á menos de la mitad.

El tetraedro exacto es irrealizable: la pantalla concentraría en su arista de aguas arriba presiones superficiales infinitas: la arista tiene que degenerar en una faja de cierto ancho.

El equilibrio molecular es fundamentalmente el mismo en los dos tipos: aparentemente no debiera haber sino presiones en todas partes. Pero la inclinación á 45° de la acción del agua, algo más próxima á la vertical cuando se compone con la de los pesos muertos, altera profundamente la forma de trabajo del sistema. La Estática da desde luego la distribución de cargas debidas á la componente vertical. La componente horizontal, de valor casi tan grande, tiende á desgarrar cada sección; su transcendencia es muchísimo mayor que la de aquella, máxime cuando la sección, que tratamos de reducir á lo necesario y suficiente, no sólo es relativamente pequeña sino de espesor variable.

Hacer hipótesis más ó menos verosímiles ó aventuradas repugna en general: tratándose de presas y de gran altura, repugna en absoluto.

Estudiemos á fondo el problema, empezando por analizar lo que es el desgarramiento solo ó combinado con otras acciones.

VI

Cargas moleculares.

Las presas de embalse, cualesquiera que sean su forma y material, soportan esfuerzos horizontales, crecientes con el cuadrado de la altura, que alcanzan valores enormes, del orden del millar de toneladas por metro lineal de obra, y que dan lugar á cargas tangenciales ó de desgarramiento, de importantísima influencia en la estabilidad mecánica y elástica de la construcción.

La transcendencia de los desgarramientos estriba en un hecho fundamental: toda carga de este género implica, por sí sola, fatal é irremisiblemente, una carga de tracción, de valor siempre más alto que el de aquélla.

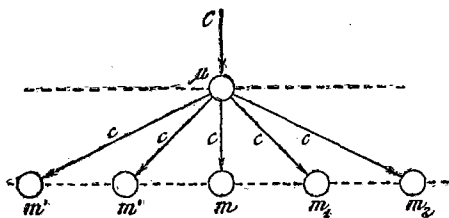
A menos que obren simultáneamente presiones en dirección y con intensidad adecuadas, cosa que no es general, un cuerpo sometido á desgarramiento lo está á tensiones de mayor intensidad que éste.

Ningún cuerpo se rompe ni por compresión ni por desgarramiento, en el sentido estricto de estas palabras; se rompe pura y exclusivamente por tensión, forma de trabajo que el mecanismo de las deformaciones hace nacer dentro del cuerpo y forma única que de un modo directo produce el aumento de separación entre las partículas materiales, que concluye por disgregarlas.

En dos planos consecutivos (fig. 4.^a), μ , m , una compresión en μ acorta la distancia μm y se transmite á las moléculas m por varias compresiones elementales que tienden á alejar las $m' m'' \dots, m_1 m_2 \dots$, de m . Nace en el plano m un régimen de dilataciones y tensiones en sentido normal al de la compresión y contracción.

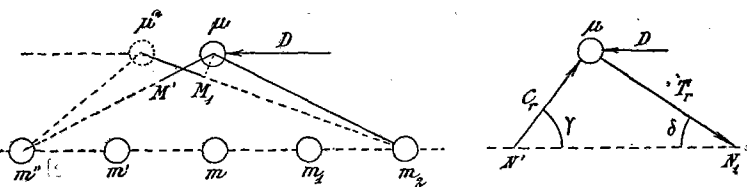
En esos mismos planos, un esfuerzo tangencial en μ se transmite á $m' m'' \dots$ por compresiones, que crean, á su vez, un régimen de dilatación y tensión en la zona $m m' m'' \dots$. A la inversa, entre μ y $m_1 m_2 \dots$ nacen tensiones que, á su vez, producen un régimen de contracción y compresión en la zona $m m_1 m_2 \dots$.

Análogos efectos se producen en el plano μ por la reacción ejercida en un punto del m y transmitida á aquél. No hay forma de trabajo en que la materia no sufra dilataciones y tensiones, salvo la correspondiente á una compresión uniforme en todos sentidos, tal como se realiza en cualquier punto de un líquido pesado, ó á su forma aproximada, dos compresiones principales á escuadra y en cierta relación de valores.

Fig. 4.^a

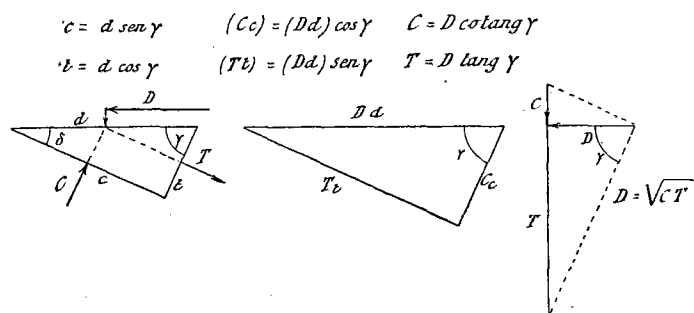
Consideremos nuevamente los dos planos μm (fig. 5.^a) sometidos á un desgarramiento D , que lleva μ á μ' . La primitiva distancia $\mu m''$ sufre una contracción $M' \mu$ y, análogamente, μm_2 experimenta una dilatación $M_1 \mu'$. En cada punto μ todas las moléculas $m' m'' \dots$ que puedan ejercer

reacción sobre él dan una resultante C_r , según cierta inclinación γ y todas las $m_1 m_2 \dots$ dentro de la esfera de acción de μ dan otra resultante T_r , inclinada δ : el equilibrio se establece entre la acción D y la resultante de las reacciones C_r y T_r .

Fig. 5.^a

El cuerpo se comporta como un conjunto de elementos triangulares $\mu N' N_1$, con las mismas inclinaciones γ, δ , conjugadas, que la experiencia demuestra son características en cada cuerpo y siempre *complementarias*. La superficie de rotura por esfuerzos cortantes no es el plano en que se ejercen, sino un escalonado, de redientes más ó menos finos, microscópicos á veces, en el que se acusan claramente las direcciones C_r y T_r , roturas elementales por tracción y compresión respectivamente.

Sean (fig. 6.^a) d, c, t las superficies (ó longitudes en el espesor unidad) de uno de esos elementos, y D, C, T las cargas unitarias que se ejercen, la primera tangencial, y las

Fig. 6.^a

otras normalmente á aquéllas. En el triángulo de fuerzas absolutas, rectángulo, según la experiencia:

$$(Cc) = (Dd) \cos \gamma; (Tt) = (Dd) \sin \gamma$$

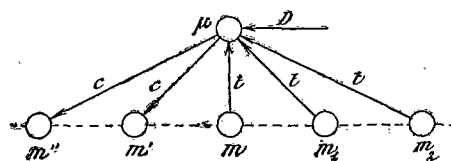
y en el triángulo de dimensiones, semejante:

$$c = d \sin \gamma; t = d \cos \gamma$$

y, por tanto, las cargas unitarias valen:

$$C = D \cotang \gamma; T = D \tang \gamma \quad (3)$$

El ángulo γ es, siempre, mayor que 45° ; el número que



mide T es forzosamente mayor que el relativo á D , evaluados ambos en la misma unidad de fuerza por unidad de superficie.

El cálculo del trabajo elástico conduce al mismo resultado:

$$T = \left(1 + \frac{1}{m}\right) D$$

en que $\frac{1}{m}$ es el número de Poisson; relación, constante para cada cuerpo, entre una deformación transversal y otra longitudinal, de nombre contrario, que da lugar á la primera y resulta teórica y experimentalmente:

$$\text{tang } \gamma = 1 + \frac{1}{m} = \frac{m+1}{m}$$

y $\gamma = 52^\circ 25'$ (hierros) ó $53^\circ 08'$ (hormigones).

Un desgarramiento lleva consigo siempre una tensión de mayor intensidad. De aquí que, en general, las cargas prácticas admisibles para la tensión se reduzcan á una fracción para expresar las que en iguales condiciones de seguridad cabe alcanzar con esfuerzo cortante; esa fracción es precisamente $\frac{1}{\text{tang } \gamma}$, para los metales ferrosos $\frac{4}{5}$ á $\frac{10}{13}$.

En la misma figura 6.^a representamos en magnitud, no en dirección, los valores unitarios D , C , T que, exagerándola, hacen patente la relación entre T y D ; D resulta $= \sqrt{CT}$. De suponer que en la fase de rotura se alcancen y agoten *simultáneamente* las resistencias por compresión y por tracción directas, la relativa al desgarramiento sería la media proporcional entre ambas. Y á eso se aproximan mucho los resultados de numerosos experimentos en hormigones, que acusan, por tanto, mayor resistencia al desgarramiento que á la tracción, directamente medidos.

En los materiales pétreos, que todos presentan esa característica, en aparente contradicción con lo dicho, la relación entre las resistencias H_{rc} y H_{rt} cuya significación acusan los subíndices, es muy grande, 16, 20, ó más. Para que sobrevenga la rotura por desgarramiento es necesario que se disgregue la materia en las caras extendidas, t , pero *no es suficiente*: queda en las caras comprimidas c , de mayor extensión que las t , muy poco fatigada la materia. El desgarramiento se traduce en esas caras á él oblicuas, en un régimen mixto de cargas tangenciales y normales, sobrevienen nuevas roturas en las caras t' inclinadas γ respecto á las c , pero sigue subsistiendo la continuidad de la materia en las nuevas caras c' , que á su vez quedan sujetas al nuevo régimen de presión y desgarramiento, pero cada vez con valores unitarios mayores. Se comprende así que la tensión vaya ganando terreno, hasta que las nacidas de las cargas en las caras $c^{(n)}$ alcancen su límite y sobrevenga la rotura completa.

Este proceso implica evidentemente una carga de rotura por desgarramiento, H_{rd} bastante mayor que H_{rt} : ventaja que en los materiales pétreos compensa, en cierta medida, la pequeñez de la resistencia á la extensión.

En un elemento de un cuerpo, de sección unidad (figura 7.^a), sometido á una presión P , las fuerzas que actúan en la sección virtual, inclinada β , son una presión total $P \text{ sen } \beta$ y un desgarramiento $P \text{ cos } \beta$, que referidos á la unidad de superficie, implican cargas:

$$C = P \text{ sen}^2 \beta \quad D = P \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta.$$

D á su vez implica una tensión unitaria:

$$T = \text{tang } \gamma \times P \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta.$$

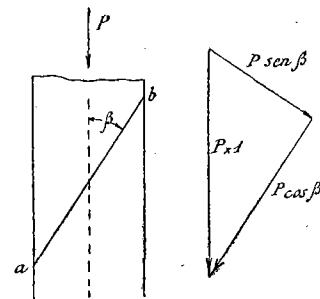
El peligro de rotura en la sección ab está representado por la diferencia de valores absolutos:

$$(T - C) = P (\text{tang } \gamma \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta - \text{sen}^2 \beta),$$

que es máxima para

$$\text{tang } 2\beta = \text{tang } \gamma \quad \text{ó} \quad \beta = \frac{\gamma}{2}. \quad (4)$$

Si P cambia de signo se encuentra análogamente un ángulo crítico, $\alpha = 90^\circ - \beta$.



$$C = P \text{ sen}^2 \beta; \quad D = P \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta$$

$$T = \text{tang } \gamma \times P \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta$$

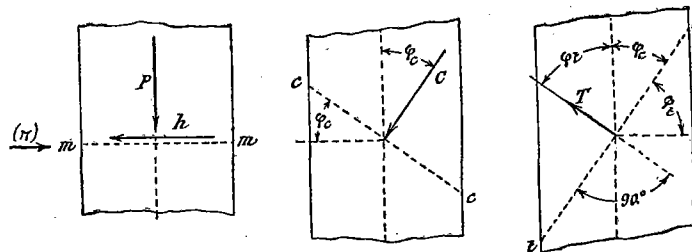
$$(T - C) = P (\text{tang } \gamma \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta - \text{sen}^2 \beta)$$

$$\text{tang } 2\beta = \text{tang } \gamma; \quad \beta = \frac{\gamma}{2}$$

Fig. 7.^a

Y, en efecto, los cuerpos sometidos á compresión ó tracción sencillas, principian por acusar superficialmente una serie de líneas con la inclinación β ó α , simétricamente respecto á P ó T , y acaban por romperse según una ó varias de ellas.

Cuando, en general, concurren dos cargas normales, p , π y un desgarramiento, h (en realidad dos; uno, como es sabido, implica necesariamente otro á escuadra y del mismo valor), las direcciones críticas, siempre normales una á otra, corresponden á los ángulos φ (fig. 8.^a).



$$\varphi_c = \frac{1}{2} \text{ ang}^\circ \text{ tang} \left(\frac{2h}{p} \right); \quad C = \frac{1}{2} p \left\{ 1 + \sqrt{1 + 4 \frac{h^2}{p^2}} \right\}$$

$$\varphi_t = \frac{1}{2} \text{ ang}^\circ \text{ tang} \left(-\frac{p}{2h} \right); \quad T = \frac{1}{2} p \left\{ 1 - \sqrt{1 + 4 \frac{h^2}{p^2}} \right\}$$

$$\varphi_c'' = \frac{1}{2} \text{ ang}^\circ \text{ tang} \left(\frac{2h}{p-\pi} \right); \quad C'' = \frac{p+\pi}{2} \left\{ 1 + \sqrt{1 + 4 \frac{h^2 - p\pi}{(p+\pi)^2}} \right\}$$

$$\varphi_t'' = \frac{1}{2} \text{ ang}^\circ \text{ tang} \left(\frac{\pi-p}{2h} \right); \quad T'' = \frac{p+\pi}{2} \left\{ 1 - \sqrt{1 + 4 \frac{h^2 - p\pi}{(p+\pi)^2}} \right\}$$

Fig. 8.

Según ellas, reinan exclusivamente en la materia *cargas normales*, sobre las secciones cc , tt , con los valores correspondientes en letras y subíndices marcados en las figuras.

Son las *cargas moleculares principales*, las mayores que soporta la materia, y á las que corresponden las mayores deformaciones.

De los valores y signos que alcancen C , T , depende exclusivamente que la materia trabaje poco ó mucho, esté en condiciones de seguridad ó en peligro más ó menos cercano

de rotura. Poco importan los valores absolutos de las cargas que podemos llamar exteriores, p, π, h ; ninguna de ellas, por sí sola, tiene un efecto decisivo; es su correlación con las demás, es el resultado de la mutua interferencia, quien determina el régimen molecular. Así como luz más luz produce á veces oscuridad, carga más carga, más carga, pudiéramos decir, produce á veces alivio.

Las expresiones más generales C'', T'' , del régimen elástico doble, lo dicen bien claro. Son los dos valores iguales al de la media de las exteriores, $\frac{p+\pi}{2}$, multiplicado por la unidad aumentada ó disminuída en un radical. Este es (aunque en la forma que le hemos dado no aparezca) esencialmente positivo, pero puede ser y es en muchos casos menor que la unidad. La carga principal C'' no llega á valer entonces la suma algebraica de las cargas exteriores; y la segunda carga principal, T'' , es menor que la media de aquéllas y del mismo signo.

Si p y π son presiones y sus valores tales que $p\pi > h^2$, por grande que sea el desgarramiento, h , en ningún sentido soportará la materia tensiones.

En cambio, si falta una carga exterior π y se pasa al régimen elástico simple, por pequeño que sea el desgarramiento, h , la carga principal T' es esencialmente de signo contrario al de p : la materia trabaja, quiérase ó no, por grande que sea p , por tensión. Es más, la tensión existe, aun sin desgarramiento: una simple compresión longitudinal origina una dilatación transversal: las piezas comprimidas se rompen como únicamente se rompe la materia, por tensión.

En todas las direcciones que no sean las φ reinan á la vez cargas normales y tangenciales: estas últimas son máximas en las bisectrices de C, T (fig. 9.^a). Pero lo que define y mide el trabajo molecular es el valor de las cargas principales: si en sus direcciones resiste la materia, resiste *a fortiori* más desahogadamente en todas las demás.

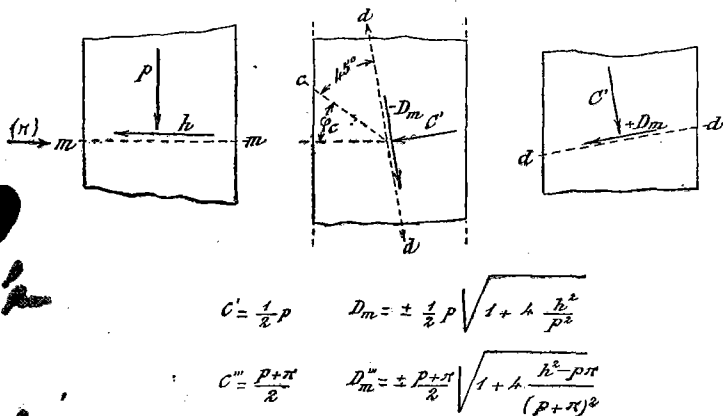


Fig. 9.

Ejemplo concreto: una carga de 9 kg./cm.², doble que el límite práctico fijado por la Comisión francesa del hormigón armado, parece desde luego inadmisible: los buenos hormigones de 300 kg./m.³ se rompen, por desgarramiento, á unos 36 y por tracción á 15.

Si esa acción es única, implica tensiones principales ($\pi = 3$), de $-\frac{4}{3} \times 9 = -12$ kg./cm.²

Si juntamente actúa una compresión de 9 kg./cm.², bajan aquellas á:

$$4,5 \left(1 - \sqrt{1 + 4}\right) = -5,56;$$

si la compresión dobla al desgarramiento:

$$9 \left(1 - \sqrt{1 + 4 \times \frac{1}{4}}\right) = -3,73$$

y si alcanza al cuádruplo, 36:

$$18 \left(1 - \sqrt{1 + 4 \times \frac{1}{16}}\right) = -2,12.$$

Lo que, de actuar el desgarramiento solo, es en absoluto inadmisible, llega á serlo y á ofrecer un coeficiente de seguridad de 7.

Si se agrega á la presión considerada p otra lateral, $\pi = \frac{p}{3}$ supongamos, la tensión principal se reduce, si $p = 9$, $\pi = 3$, á:

$$\frac{9+3}{2} - \sqrt{9^2 + \left(\frac{9-3}{2}\right)^2} = -3,48;$$

y si $p = 18$, $\pi = 6$, á:

$$\frac{18+6}{2} - \sqrt{9^2 + \left(\frac{18-6}{2}\right)^2} = +3,18,$$

es decir, á una compresión.

El valor unitario absoluto de un desgarramiento aisladamente considerado nada significa ni nada importa, salvo cuando en la realidad *aisladamente existe*, y en este caso no es su propio valor el importante, sino el de la tensión que lleva en sí mismo encubierta (*tang γ*) veces mayor.

Fijar un límite concreto para la carga admisible por desgarramiento es inútil en unos casos, peligroso en otros, y siempre constituye un error fundamental imperdonable. Una pieza que soporte desgarramiento muy moderado puede estar en situación muy crítica si las presiones en algún punto son escasas y más si alguna, ó las dos, llegan á cambiar de signo; otra pieza, bajo la acción de desgarramientos intensísimos, puede, por lo contrario, ofrecer grandísima seguridad si con ellos colaboran presiones suficientes; en la primera existirán tensiones moleculares de valor esencialmente mayor que el del desgarramiento; en la segunda, ó serán mucho menores, ó hasta llegarán á degenerar en compresiones.

No deberá extrañar que en lo sucesivo aparezcan valores de desgarramiento unitario, muchas veces mayores que ese tipo único que se estampa en muchas instrucciones y que no tiene, en absoluto, razón de ser más que al tratarse de un desgarramiento aislado.

El peligro pende exclusivamente del valor de las cargas moleculares de tensión; sin éstas no hay rotura posible, porque no hay alejamiento de unas partículas respecto á otras, fase imprescindible por la que han de pasar mucho antes de disgregarse.

Si al material que soporta bien grandes compresiones, pero que es impotente para resistir tensiones de alguna cuantía, se le combina otro muy apto para contrarrestar éstas; si ambos materiales se adhieren de un modo permanente, que ni las deformaciones respectivas ni las influencias exteriores, ni el tiempo debilitan; si en cada punto se sitúa el material de refuerzo en la cantidad y en la orientación necesarias para equilibrar por sí solo, directamente, las tensiones principales, únicas que pueden existir, esa asociación será el material por excelencia para toda obra donde existan grandes presiones y grandes desgarramientos. Para construir presas de embalse, que ofrecen en grado máximo tal carácter, enormes esfuerzos horizontales que tienden á desgajar y producir el vuelco, enormes pesos que á ello se opo-

nen, el material que á un tiempo resiste grandes compresiones y grandes tensiones, que se pliega maravillosamente á ofrecer en cada punto las secciones necesarias y suficientes y que auna la seguridad con la economía es el hormigón armado.

Se admite universalmente hoy día como base de cálculo una división del trabajo llevada al límite: se prescinde en absoluto de la resistencia del hormigón á las tensiones y se cuenta para resistir á éstas exclusivamente con las armaduras. La base, á primera vista irracional es, sin embargo, todo lo contrario: el hormigón resiste, por sí sólo tensiones relativamente altas; pero esa resistencia puede faltar y falta efectivamente en algunos puntos de su masa, donde la retracción general producida por el fraguado y por la desecación localiza, su efecto, y basta ella sola para agotar aquella resistencia y originar fisuras. Desde el momento en que éstas pueden aparecer, y no se sabe dónde, lo racional

y seguro es suponerlas desde luego existentes en todas partes. Donde las haya, la armadura será efectivamente quien equilibre las tensiones en totalidad: fuera de ellas, ambos materiales se ayudan; el hormigón alivia al esqueleto metálico, poco en valor específico, mucho en valor absoluto, porque la cantidad suple la calidad. La seguridad, medida por el coeficiente adoptado para las armaduras, es en las fisuras la prevista, en la inmensa mayoría de la masa muy superior á ella.

El estudio del tipo de presa implica, por tanto, el cálculo de las tensiones principales en magnitud y dirección y de las armaduras que, convenientemente distribuidas y orientadas, las equilibren con el mínimo gasto; cálculo análogo respecto á las compresiones principales y modo de resistirlas, sin posibilidad de pandeo, con el mínimo de hormigón.

(Continuará.)

Revista de las principales publicaciones técnicas.

Dique flotante para la inmersión de los cajones-bloques de cemento armado del puerto de Kobe (Japón).

El rápido desarrollo que ha adquirido en estos últimos años el puerto de Kobe (Japón), ha hecho sentir la necesidad de agrandarlo y de mejorar sus instalaciones. Con este objeto se han emprendido obras de mucha consideración, con las que se consigue que un gran número de buques, de gran tonelaje, puedan atracar á sus muelles.

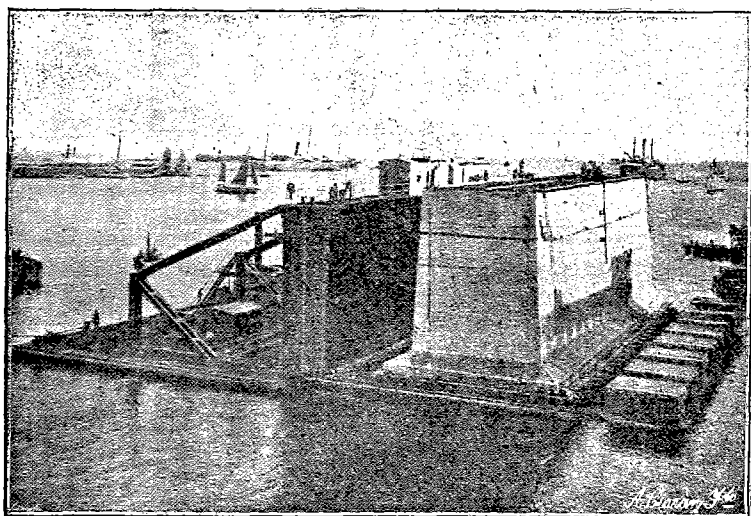


Fig. 1.ª

El puerto de Kobe, situado en el fondo del mar interior del Japón (fig. 2.ª), es en gran parte de formación natural: su profundidad y su abrigo, son excelentes. Para agrandarlo, el Ministro de Hacienda, del que depende la administración del puerto, ha decidido crear nuevas dársenas, limitadas por un muelle unido á tierra firme, á cuyo pie la profundidad del agua será de 6 metros, y por otros cuatro muelles que, arrancando de aquél, avancen en el mar. Las obras, comenzadas en 1906, deberán durar diez años, y los gastos previstos se elevan á 50 millones de francos, próximamente. En la actualidad, se han conquistado al mar, para constituir diferentes instalaciones, una decena de hectáreas y aún queda que ganarle una veintena.

Cuando estén terminadas las obras, se podrá disponer á lo largo de los cuatro muelles, de una nueva longitud de muelle de 2.600 metros, con una profundidad de agua de 9 á 11 metros y podrán atracarse á aquéllos, simultáneamente, 19 buques de gran tonelaje.

Se han empleado para la construcción de los muelles cajones de cemento armado, que se han colocado en su sitio por un método muy económico y original, que vamos á describir á continuación, extractando un artículo de M. A. Delisle, que publica *Le Génie civil*, del 13 de Enero y otro que, sobre el mismo asunto, aparece en *The Engineer*, del 24 de Marzo del año pasado.

El fondo sobre el que se ejecutan las obras está constituido por una capa de fango y de arena de 1,80 á 2,10 metros de espesor, cuya resistencia es muy variable; por esta razón, el establecimiento de la cimentación ha presentado grandes dificultades; la creación de masas de rocas, hechas con bloques de hormigón,

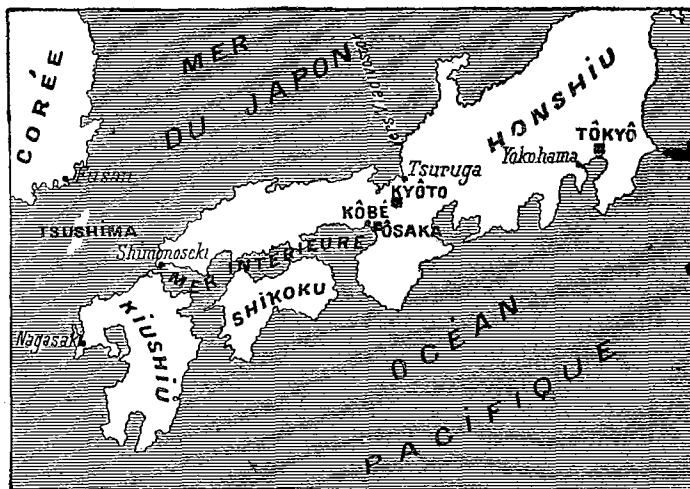


Fig. 2.ª

hubiese sido también difícil á causa del mal tiempo que, por general, reina á la entrada del puerto; por esta y por otras razones, se ha juzgado preferible recurrir al empleo de cajones-bloques de cemento armado.

Estos cajones-bloques se construyen en la orilla, se elevan y arrojan por un dique flotante especial, remolcándolos después y