

# 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.

## PROYECTO DE COMPUERTAS Y TOMA DE AGUA PARA EL PANTANO DE LA PEÑA

POR

SEVERINO BELLO POEYUSAN

Ingeniero Jefe de Caminos, Canales y Puertos y Director de las obras del pantano.—Mayo de 1911.

(CONTINUACIÓN)

### MEMORIA

#### 1. — ANTECEDENTES

*Necesidad y suficiencia de las dos galerías de limpia ejecutadas.*—Están ejecutadas las dos galerías de limpia del pantano de La Peña, una por cada ladera, con sección dominante de 15 metros cuadrados, mayor que la proyectada de 10 metros cuadrados, por no revestirse las bóvedas y por haberse reducido el espesor del revestimiento en el resto; de modo que resultan, á la vez, más económicas y más capaces que las aprobadas. En el proyecto aprobado de la galería izquierda se calculó su evacuación por segundo en  $29 \sqrt{H}$  metros cúbicos, siendo  $H$  la altura del embalse sobre el centro de compuertas. El caudal, ahora, excederá más de 50 por 100 sobre el calculado, pero puesto que se trata de inciertas determinaciones, aceptemos que sea  $90 \sqrt{H}$  para el conjunto de ambas galerías.

¿Ambas galerías, ¿son excesivas?, ¿son escasas? Creemos que, dentro de la vaguedad natural de la cuestión, pueden estimarse suficientes por lo que vamos á exponer.

Las grandes riadas del Gállego remansaban mucho, agua arriba del desfiladero de La Peña, aun antes de cerrarle con la presa y dejaban depósitos de arena fina, relativamente considerables, hacia la confluencia del Asabón, río que se une al Gállego á la entrada del desfiladero. Esos depósitos, que representaban, sin duda, pequeña parte del volumen total portado por una gran riada, eran arrastrados por avenidas pequeñas, en especial por las procedentes del Asabón con caudal álgido de unos 200 á 250 metros cúbicos. Y ocurre que, después de cerrado para esos caudales el desfiladero natural, sigue verificándose la limpia, en la misma forma, gracias exclusivamente á ambas galerías.

La continuación del fenómeno es, por otra parte, confirmatoria del cálculo: aquellas pequeñas avenidas de 200 á 250

metros cúbicos elevaban el nivel del río unos 10 metros en el desfiladero; pues bien, á esta elevación del embalse en la actualidad, corresponde carga de unos 7 metros sobre el centro de las secciones de desagüe de las galerías, de modo que su evacuación calculada sería  $90 \sqrt{7}$ , es decir, 240 metros cúbicos por segundo. Y claro es, que si para ese caudal el nivel ante la presa es de 7 metros, como antes de cerrarle, quiere decirse que no se ha modificado—para esos caudales se entiende—la pendiente superficial del río y sigue siendo igual, por lo tanto, su potencia de arrastre.

*Proyecto de cierres redactado en 1906.*—Al aprobarse el proyecto de la galería izquierda de limpia fué aceptado en principio por la Superioridad su cierre de compuertas salvo algunas prescripciones.

A poco de ser autorizada la apertura de la segunda galería, hubimos de redactar el proyecto de la parte metálica de los cierres, iguales en ambas, después de introducidas las prescripciones dichas, con presupuesto que se aproximaba á 400.000 pesetas y que había de ejecutarse mediante concurso público. No figuraba en aquel proyecto la toma de agua.

Comprendía el proyecto cinco compuertas deslizantes en cada galería, para vanos de 1 metro de ancho por 2 de alto, con las correspondientes guarniciones metálicas de las fábricas, y manejable cada una por un gato hidráulico. Además, se incluían las guarniciones metálicas de los vanos para segundas baterías de compuertas como las anteriores, pero no las compuertas ni gatos de estas segundas baterías de reserva, cuya provisión se dejaba para cuando la experiencia demostrara su ineludible necesidad.

*Devolución del proyecto de 1906.*—Este proyecto fué devuelto, en 30 de junio de 1906, por el Sr. Ingeniero Jefe del Servicio Central, invitando á introducir en el pliego de condiciones modificaciones encaminadas á facilitar la licitación.

Pero absorbida nuestra atención por las graves cuestiones surgidas en la cimentación de la presa, no pudimos dedicar al proyecto de cierres la solicitud que merecía.

Por otra parte, la escasez de las consignaciones anuales era un veto á la provisión de compuertas, y, aunque tal impedimento no existiera, fuera inoportuno reducir la sección de los túneles durante la cimentación bajo ataguías.

*Urgencia de instalar los cierres.*—Ahora, vencidas felizmente las dificultades de cimentación, y en la fundada esperanza de que las presas, el aliviadero y las variantes de carretera y ferrocarril queden terminados en 1912, falta única-

mente alistar las compuertas y toma de agua, y es urgente su instalación, para no correr la desagradable contingencia de tener pantano sin cierres, y expuesta una cosecha más, que cabe salvar con sólo diligencia.

*Retirada del proyecto de 1906.*—El tiempo dedicado desde 1906 á la expectativa del arduo problema de las compuertas de este pantano, no ha sido perdido, sino ganado, en nuestro sentir; por cuanto abandonamos en redondo el citado proyecto de 1906 y presentamos éste que, por un presupuesto poco mayor, contiene doubles cierres completos para cada galería y mucho más perfectos, y comprende, además, la toma de agua.

*Enunciado del problema técnico.*—El pantano de La Peña es para asegurar riegos estivales con aguas recogidas en primavera, procedentes de la fusión de las nieves pirenaicas. Estará, pues, normalmente cerrado de mayo á septiembre; el resto del año estarán abiertas las galerías de limpia. Es, además, indispensable, que el pantano deje libre paso al río en alguna época, á fin de que el vaso dure el tiempo necesario para amortizar cumplidamente la obra.

Ahora bien; resulta extraordinario bajo muchos aspectos el emplazamiento de una presa de 59 metros de altura (de los cuales 41 metros sobre bajas aguas), cortando cauce tan importante como el del Gállego; pero resulta muy especialmente extraordinario desde el punto de vista de las compuertas á instalar en sus galerías de limpia, no ya para que funcionen satisfactoriamente en situación de cerradas, esto es, que sean estables é impermeables ante la presión estática que implica la considerable altura del represamiento, si que también han de conducirse satisfactoriamente en la situación, aún más crítica, de compuertas parcial ó totalmente abiertas y expuestas á riadas rápidas, caudalosas y portadoras de considerables arrastres; que, por lo de rápidas, elevan pronto y mucho el embalse, creando velocidades enormes de evacuación en los vanos de compuertas, y, por lo de veloces y abundantes en arrastres, atacan poderosamente los materiales de los vanos. Y es preciso no limitarse á considerar esas grandes riadas, de hasta 2.500 metros cúbicos de agua por segundo, que si bien terribles para la instalación de compuertas son fenómenos pasajeros; hay que tomar en cuenta el efecto, más lento, pero tenazmente destructor, de los caudales frecuentes en río de régimen tan torrencial, productores de embalses á primera vista insignificantes, pero en realidad suficientes para producir velocidades de corriente, que cargada de simples arenas y pasando tantos meses del año por las galerías, abrevian la vida de los materiales más duros.

Esta circunstancia característica obliga á detenida elección y aplicación de materiales, y muy especialmente á disposiciones que faciliten la reposición de piezas en lo sucesivo.

## II. — DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### A)—Descripción de las obras.

*Descripción de las obras.*—Las obras que tenemos el honor de proyectar se describen cumplidamente en el pliego de condiciones; invitamos al lector á que se entere de este documento antes de pasar adelante y teniendo á la vista los planos (1).

(1) Véase el número de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS correspondiente al 27 de Julio último.

### B)—Justificación de las disposiciones esenciales.

*Conveniencia de mantener las mismas secciones de desagile, pero divididas en tres vanos cerrados con compuertas rodantes.*—En el proyecto de 1906 la sección de compuertas para cada galería era de 10 metros cuadrados, repartida en cinco vanos de 1 metro de luz por 2 metros de altura. Se conserva la misma sección total de 10 metros cuadrados, que representa los 2/3 de la actual sección corriente de la galería; menor sección de vanos disminuiría sensiblemente el desagüe en las pequeñas riadas; mayor, no parece necesaria.

Pero los vanos, ahora, se reducen á tres de 1,20 metros de luz por 2,80 metros de altura, porque, conservando la misma anchura total de 9 metros para emplazamiento del cierre de compuertas, cabe aumentar los espesores de pilas entre vanos lo necesario para su resistencia. Claro está que el aumento de superficie de una compuerta lleva aparejado el de presión; pero las nuevas dimensiones son aceptables, sustituyendo, á las compuertas deslizantes de 1906, compuertas rodantes sobre trenes de rodillos, lo cual conduce, además, á instalación más simple y económica.

La solución de dos vanos de á 5 metros cuadrados significaría compuertas y mecanismos de dimensiones y resistencias extraordinarias, difíciles de suministrar, instalar y manejar, y seguramente más costosos.

*Compuertas de fundición manejables con puente-grúa.*—Elegido el sistema de compuertas sobre rodillos, en vez de compuertas deslizantes, es consecuencia hacer las compuertas de fundición ordinaria, material barato y resistente á la oxidación y que da lugar á compuertas pesadas, toda vez que la resistencia de la placa á flexión no puede obtenerse sino empleando fuertes espesores.

Y esta pesadez de la compuerta, cuando en la maniobra de subirla y bajarla no intervienen otros términos importantes que el peso propio y una resistencia á rodadura dependiente de la presión del agua, simplifica considerablemente la instalación de mecanismos de maniobra; hasta el punto de poder prescindir absolutamente del costoso gato hidráulico, por cada compuerta, que aparecía en el proyecto de 1906, como aparece en la mayor parte de las compuertas similares en cuanto á sección y presión, incluso en las recientes compuertas del pantano de Roosevelt.

Ahora, para las seis compuertas no habrá seis gatos hidráulicos; son ventajosamente sustituidos por un solo puente-grúa, bastante simple por corto y por limitarse á potencia de 15 toneladas.

El puente-grúa constituye, al parecer, una mejora sensible en cierres de compuertas múltiples; es un mecanismo único, de construcción corriente, robusto, de fácil manejo y conservación, que por ser muy corto puede abarataarse mucho, y que no sólo sirve para subir y bajar las compuertas, si que también para transportarlas desde y hasta una vía de acceso y para montar y desmontar cualquiera de las piezas generalmente pesadas y de difícil emplazamiento que suelen constituir este género de instalaciones.

*Simplicidad de los mecanismos de maniobra complementarios.*—Claro es que el puente-grúa no evita en absoluto todo otro mecanismo; en nuestro caso, cada vástago de compuerta lleva el extremo fileteado y una tuerca para fijarla en la posición que se desee; además habrá un gato portátil de los empleados para levantar locomotoras en los talleres de reparación, con potencia de 45 toneladas, á fin de vencer, si

fuere preciso, la resistencia extraordinaria que alguna compuerta puede ofrecer á la arrancada si en ese momento no insiste sobre los rodillos ó éstos están enarenados. Pero bien se alcanza que estos mecanismos supletorios del puente-grúa son muy simples y económicos.

*Vástagos de bronce y prensa-estopas eficaces.*—Consecuencia de lo dicho es que la barra para maniobrar la compuerta, teniendo que trabajar sólo á tensión, se reduzca á un tirante con sección muy reducida respecto al grueso necesario en las barras expuestas á fuertes compresiones. Cabe, pues, sin sacrificio económico, emplear vástagos de bronce, que perfectamente pueden traspasar al exterior por prensa-estopas eficaces. Y queda así resuelto uno de los extremos que más han dado que pensar en cuanto á mecanismos de pantanos; el paso de los vástagos desde la cámara de compuertas á la cámara de mecanismos. Pues para que no flechasen los vástagos comprimidos por los gatos, eran gruesos y de hierro ó acero; resultaban, por consiguiente, oxidables, y, en realidad, se cargaban de concreciones calizas que no les permitían pasar por prensa-estopas debidamente ajustados.

*Ventaja de las compuertas horizontales.*—Es complemento de la instalación de compuertas pesadas y puente-grúa, disponer en la cubierta de las cámaras de compuertas, ó sea en la losa divisoria entre el agua embalsada á presión y la atmósfera, vanos horizontales capaces para el paso de las compuertas y cerrados de ordinario con tapaderas de fundición. Tales tapaderas son baratas; como están de fijo cerradas, salvo los raros casos en que han de sacarse las compuertas, no pueden dar lugar á accidentes, y, en cambio, permiten facilidades de montar, desmontar, registrar, etc., que no han menester ponderarse.

*Conveniencia de los trenes sueltos de rodillos.*—Digamos, en cuanto al sistema de rodadura de las compuertas verticales, que en éstas no caben ruedas, sino rodillos, constituyendo trenes sueltos interpuestos entre los marcos de bronce fijo y móvil; por la razón de ocupar poco espacio, lo que permite reducir el gárgaro en bien de la solidez de las pilas de hormigón, achicar también sus guarniciones metálicas en bien de la economía y reducir asimismo los remolinos destructores; y por la razón, acaso más decisiva, de permitir un montaje simplicísimo, que es la mejor garantía de solidez é impermeabilidad del sistema. Efectivamente, cepilladas con esmero las placas de bronce, basta una labor ordinaria de torno para obtener iguales los diámetros exteriores de los rodillos de cada compuerta y el ajuste resultará perfecto y duradero.

Bien se comprende que los trenes han de ser sueltos. Para colgarlos se ha adoptado disposición análoga á las empleadas en las compuertas de la derivación del Ebro en Sástago y en las del pantano de Roosevelt.

*Marcos de bronce.*—El cierre entre el marco de bronce de la compuerta y el del vano se ha dispuesto en forma de cuña, según la feliz idea del Ingeniero de Caminos Sr. González Quijano, autor de las compuertas del pantano de Guadacacín; pero los detalles de los marcos se han estudiado teniendo á la vista los de las compuertas de Roosevelt.

*Estudio de bronce.*—Los bronce A y B son de la misma composición que los empleados en los marcos móviles y fijos, respectivamente, de las compuertas del pantano de Roosevelt; son bronce *bajos*, baratos; bastan para los marcos, que representan buena parte del peso total. Nos interesaba acondicionar su resistencia á compresión y flexión, para

lo cual hemos hecho fundir muestras en fábricas nacionales y las hemos sometido á ensayos, resultando que á la compresión se ha aplastado sin llegar á romperse; de aquí que, entre sus características no se incluya límite de rotura por compresión.

El bronce C para vástagos, guías, pernos y tornillos, requiere buena calidad y ha de ser dulce y forjable. El bronce "Tobin", que se dice empleado en Roosevelt, es un bronce acondicionado para resistir, en primer término, á las aguas salobres, pero muy *bajo*; y, aunque por la dicha condición conviniera en el río Salt, es dudoso que se aplicara á aquellos elementos de las compuertas. Su composición, citada en el libro *Las obras de riego en los Estados Unidos del Norte América*, de los Ingenieros de Caminos Sres. Nicolau y Puig de la Bellacasa, basta para justificar prevenciones; sin embargo, para asegurarnos, hicimos fundir muestras, que, después de forjadas, sometimos á ensayos mecánicos, con resultados tales que no es posible pensar en aplicarle á vástagos, tornillos, etc. Acaso se trata de un error de información; acaso de defectuosa fabricación en nuestro país: aunque fuera esto último, creemos oportuno prescindir de una aleación aquí desconocida, y que es probable encierre alguna triquiñuela de patente.

El precio del cobre en la actualidad hace asequibles buenos bronce corrientes para este objeto y á precios moderados. Teníamos muestras de metal "Delta", fabricado en España hasta hace poco, que sometidas á ensayos dieron excelente resultado, y tanteamos recurrir al fabricado en el extranjero. Pero hubimos de reconocer la suficiencia de bronce más económicos.

Reducimos nuestro examen á los bronce comerciales llamados "Muntz", y "Naval inglés", que, en cuanto á composición, difieren en llevar el último una pequeña dosis de estaño, mediante el cual resiste á la acción destructora del agua del mar. Aunque las aguas del Gállego no contienen sales en cantidad apreciable, nos hemos decidido por el "Naval", que es algo más resistente y á la vez más corriente en el comercio por su aplicación á la marina. Le hemos señalado características iguales á las normalmente establecidas en el pliego de condiciones del Almirantazgo británico.

En cuanto al bronce D para rodillos y sus placas, debe ofrecer considerable resistencia á la compresión, junto con una gran dureza, pues interesa que sea poco deformable á las cargas y al rodar sobre arenas, etc. Nos hemos decidido por la composición detallada en nuestro pliego de condiciones, que es un metal de campanas ó de cojinetes de buena calidad, pero después de obtener muestras de fundición nacional y de someterlas á ensayos. Debemos advertir que, contra lo que pudiera suponerse en una aleación dura, las probetas sometidas á compresión se aplastaron sin fracturarse.

En suma, por lo mismo que es inmensa la variedad de bronce, hemos procurado estudiar y elegir con satisfactorias seguridad y economía.

Y así, como queda dicho, antes de estampar en nuestro pliego las condiciones respectivas, no nos hemos limitado á consultar manuales tan acreditados como *The Testing of Materials of Construction*, by William Cawthone, Unwin, 1910; *A Pocket book of Marine Engineering*, by Seaton & Rountwaite, 1899; *Des Ingenieurs Taschenbuch Hütte*, 1902 y 1908, y el pliego de condiciones del Almirantazgo inglés; que hemos acudido á fundidores acreditados de nuestro país, y después de estudiar las varias cuestiones de fabrica-

ción conveniente y precio de obtención, hemos recogido muestras, y no se han precisado composiciones ni características hasta después de conocidos los resultados de ensayos.

Sin duda que nuestros ensayos son pobres; pero bien se comprenden las deficiencias de toda investigación incipiente; acaso se hayan estudiado los bronce de fabricación española en algún establecimiento especial; nosotros no hemos hallado antecedentes.

**Obra de hormigón.**—La obra de fábrica de vanos y cámaras de compuertas y de mecanismos, en nuestro proyecto de 1906, era en realidad una estructura metálica envuelta en hormigón; la resistencia se fiaba al metal, y al hormigón se le atribuía el papel de realizar la impermeabilidad del conjunto y de transmitir á la estructura metálica los esfuerzos recibidos de las compuertas.

Aunque la obra de hormigón sale del cuadro de la contrata de las compuertas, está tan ligada con el proyecto y ejecución de éstas, que se describe detalladamente en los documentos del presente proyecto. Ahora es un hormigón armado, y se calcula y acondiciona como tal, salvo en el refuerzo de la losa de separación entre las cámaras de compuertas y la sala de mecanismos, en que se ha encontrado más apropiado á las circunstancias emplear vigas armadas envueltas en hormigón.

**Guarniciones metálicas del hormigón.**—Respecto de las guarniciones metálicas del hormigón en los aristones de los vanos, nos hemos preocupado de dos extremos importantísimos á nuestro ver: desgaste é impermeabilidad.

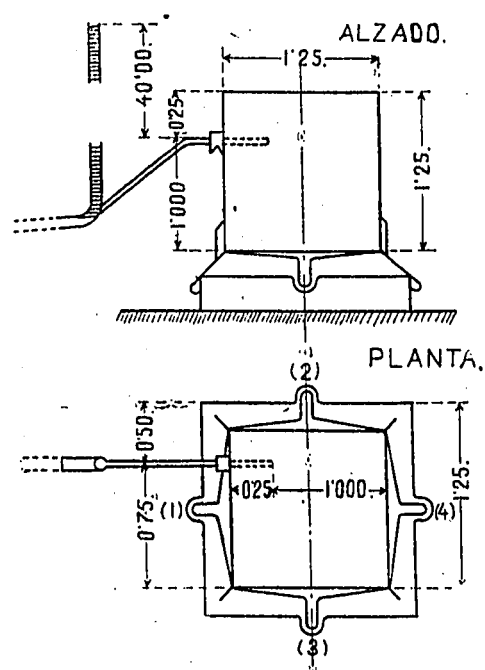
**Desgaste.**—Observando que recién abiertas las galerías de limpia en caliza nummulítica dura, quedaron bruñidos en breve, por la corriente normal, ciertos puntos (concavidades, etc.), desapareciendo la pronunciada rugosidad que dejaban los explosivos, nos propusimos concretar ideas acerca del particular, con vistas á los materiales que procedería emplear en los aristones de fábrica de los vanos de compuertas. Se empezaron ensayos comparativos de resistencia al desgaste con la caliza nummulítica, la muy dura caliza silicea del eoceno lacustre empleada en mampostería de la presa, mármoles y ofitas del alto Gállego, granitos de Segovia y Sevilla, areniscas duras de Barcelona y basaltos de Girona. Pero pronto hubo de abandonarse esta investigación, porque otra información abierta al propio tiempo resultó decisiva. Fué demostrar un desgaste de dos milímetros, por año, en la fundición de las turbinas del salto hidráulico de 60 metros de altura inmediato á La Peña, desgaste verdaderamente alarmante tratándose de agua conducida en siete kilómetros de canal muy poco pendiente y dotado de desarenadores.

Entonces nos determinamos á prescindir de piedras duras que, caras de portes y labra, no habían de proporcionar ventaja sensible, y á emplear hormigón.

Claro es que deberá repasarse, quizá frecuentemente, el hormigón de los vanos, recargando el paramento desgastado, pero cuéntese que la operación de recargar esta fábrica es fácil y breve. Las aristas del hormigón que han de recibir directamente los esfuerzos de compuertas, se guarnecen desde el punto de vista de la resistencia: con fundición en los umbrales y dinteles de los vanos, y, en donde este material no basta, como en las jambas, con acero moldeado; pero aparte la consideración de resistencia mecánica, estas piezas se extienden á la región inmediata, agua abajo de las compuertas, en donde son de temer los efectos de alguna

fuga que lance, *normalmente* á las paredes del vano, chorro más ó menos grande durante muchos meses seguidos.

**Impermeabilidad.**—El hormigón de la instalación de compuertas (muros, losas) estará expuesto á presiones enormes á los pocos meses de hecho. Un hormigón permeable puede ser destruíble por la propia filtración. Era preciso formar idea de la probable impermeabilidad y también de las juntas entre el hormigón y las piezas metálicas que le guarnecen. Careciendo de datos ajenos y sin facilidad de encontrarlos para hormigón con arena artificial, como la fabricada en La Peña, resolvimos hacer experiencias directas, según indica el croquis.



En la elevación de agua para las obras, al pie de la tubería de impulsión que alcanza 40 metros de altura, se injertó un tubo, que se introdujo 0,25 metros en un bloque de hormigón formado en la proporción de 800 litros de gravas menores de 3 centímetros, 400 litros de arena artificial y 280 kilogramos de cemento Portland artificial (huecos teóricos: aproximadamente 5 por 100). El bloque era un cubo de 1,25 metros de lado, y el extremo del tubo introducido en él quedó distante 0,25 metros de la cara superior, y, de las cuatro laterales, respectivamente, 0,25, 0,50, 0,75 y 1 metro.

Dispuestas las cosas para recoger el agua rezumada por cada cara del bloque y por la junta entre el tubo y el hormigón, todas las caras y la junta dieron bastante agua al principio, así:

El primer día, tras seis y media horas en presión dieron medio litro las caras: (1) en doce segundos, (2) en trece segundos (3), en cuatro minutos y cuarenta y cinco segundos (4) en quince minutos y quince segundos, y la junta del tubo en cinco minutos y cuarenta segundos.

Al noveno día, tras veintiocho y media horas de presión, en las últimas diez horas dieron: la (1) 0,18 litros, la (2) 0,18 litros, y nada las (3) y (4), y la junta del tubo que no volvieron á filtrar más.

Al décimo cuarto día, tras setenta y ocho horas de presión, en las últimas diez horas no se recogió ninguna filtración.

Al trigésimo cuarto día, tras doscientas diez horas de presión, en las últimas diez horas dieron, inopinadamente, la (1) 6,1 litro y la (2) 0,5 litros.

Al quincuagésimo octavo día, tras doscientas noventa y

dos horas de presión, en las últimas diez horas volvieron á anularse las filtraciones, y siguieron nulas hasta el sexagésimo sexto día, tras trescientas treinta y siete horas de presión, dándose por terminado el experimento.

El hormigón de las instalaciones será más rico que el del ensayo, y en vista de los resultados de éste, no parece que deba preocupar la permeabilidad del hormigón.

En cuanto á las juntas del hormigón con las piezas metálicas, es prudente disponerlas con una mínima dimensión de contacto bastante superior á los 0,25 metros que mide el empotramiento del tubo de ensayo, porque no es probable que planos de junta, relativamente extensos, dejen de presentar huecos más ó menos comunicados entre sí.

### C)—Maniobra de compuertas.

*Para abrir.*—Supongamos que se trata de abrir una compuerta. Es el caso en que pueden presentarse las mayores dificultades, si, á consecuencia de prolongada maniobra cuando se cerró sin presión, quedó demasiado calada la compuerta, esto es, apoyada, no en los rodillos, sino en el marco fijo de bronce, y por consiguiente, hay que empezar por vencer el rozamiento inicial de deslizamiento entre bronce; ó bien, no ocurre lo dicho, pero sí que los rodillos han de rodar sobre arenas depositadas por alguna avenida.

Pues bien, las compuertas que normalmente cerrarán el pantano serán las de agua-arriba ó primeras en todos los vanos. Las segundas compuertas estarán alzadas en sus cámaras, y deberán conservarse limpias, lo que no ofrecerá dificultad alguna.

Sistemáticamente, cuando haya de abrirse una compuerta primera, se empezará cerrando la correspondiente compuerta segunda; lo cual, estando limpia y cerrándose en vacío, resultará operación simple. A continuación se pondrá en comunicación con el embalse el espacio entre ambas compuertas, manejando la correspondiente llave de tubería. Una vez lleno de agua dicho espacio, la presión hidráulica será igual en ambos lados de la compuerta primera y podrá elevarse con ligero esfuerzo, aunque se encuentre en desfavorables condiciones.

Finalmente, se levantará la segunda compuerta, en lo que no habrá dificultad puesto que acaba de bajarse en condiciones de perfecta limpieza.

*Duración de la maniobra de abrir.*—En todas estas operaciones invertiránse de cuatro á cinco horas por cada vano de compuertas. Si para el movimiento ascensional del puente-grúa se emplease motor de unos 2 HP en el carrito, la duración se reduciría á menos de la mitad.

En todo tiempo sería fácil la sustitución del carrito á mano del puente-grúa proyectado, por otro eléctrico, mediante gasto total aproximado de 2.500 pesetas por cada puente-grúa.

*Para cerrar.*—Cuando, estando el pantano abierto, trate de cerrarse, no habrá dificultad: los gárgaros se hallarán, naturalmente, limpios por estar pasando la corriente; las compuertas, elevadas en sus cámaras, deberán encontrarse limpias y alistadas.

También sistemáticamente empezará por bajarse en cada vano la compuerta segunda ó de agua-abajo.

Luego, se bajará la primera en presión equilibrada por ambas caras, de modo que, sin obstáculo y con pequeño esfuerzo, podrá dejarse perfectamente ajustada en su posición de cierre.

Finalmente, se elevará y retirará á su cámara la segunda compuerta.

*Duplicidad de compuertas.*—En todo caso, la duplicidad de compuertas asegura el cierre de cada vano con una de ellas si la otra, por cualquier razón, no está apta para el servicio.

### D)—Toma de agua.

El picacho de roca que separa las dos presas del pantano está perforado por el túnel de la carretera inutilizada por el embalse. Hay que cerrarle con mampostería, no sólo para evitar el escape del agua, á cuyo objeto bastaría un muro de moderado espesor, si que para asegurar la resistencia del conjunto del picacho como estribo común á entrambas presas, lo cual exige macizar el túnel en bastante más longitud.

Ocorre precisamente que el túnel está á 13 metros por debajo del umbral del aliviadero, altura en la cual se comprende casi toda la capacidad del embalse, puesto que en los 41 metros hasta el nivel del cimientó de la presa principal se embalsan no más que 1,5 millones de metros cúbicos.

Está, pues, indicadísimo aprovechar el dicho túnel para emplazar la toma, cuyo detalle se justifica en otros puntos de esta Memoria. Añadiremos aquí que el diámetro de 2,50 metros dado al tubo en mampostería que precede al metálico, tiene por especial objeto conservar el paso de vía y vagonetas por ese túnel, imprescindible hasta la terminación de las obras, por encontrarse situados, de un lado la estación, cantera, etc., y del otro los talleres, obras de cierres, aliviadero, etc.

## III.—CÁLCULOS DE RESISTENCIA

### A)—Compuerta, placa.

*Material.*—Fundición gris, según el pliego de condiciones.

*Límites de trabajo.*—Como pieza de máquina; por centímetro cuadrado: á compresión 500 kilogramos; á tracción simple ó por flexión, 200 kilogramos; á esfuerzo cortante,  $\frac{4}{5} \times 200 = 160$  kgs.

*Trabajo á flexión. Primer caso: embalse hasta el umbral del aliviadero.*—La compuerta ha de poder maniobrase en todos los estados de nivel del embalse hasta la cota, 536,0 del umbral del aliviadero. En este caso extremo, siendo 503,5 la cota media de la compuerta cerrada, la presión hidrostática es  $536,0 - 503,5 = 32,5$  metros; la superficie expuesta á esta presión mide  $3,13 \times 1,32 = 4,13$  metros cuadrados; por consiguiente, la presión unitaria alcanza á  $3,25$  kilogramos por centímetro cuadrado y la total á  $3,25 \times 4,13 \times 10.000 = 134.225$  kgs.

Entonces, al elevarse la compuerta, en el instante de desaparecer el contacto entre los marcos de bronce, la placa funciona como una viga apoyada en los rodillos, con luz de 160 centímetros y bajo la presión arriba dicha durante el tiempo corto, pero apreciable, en que la contrapresión por agua-abajo de la compuerta es prácticamente nula. Considerando el elemento de viga ó placa ancho de 30,5 centímetros, el máximo momento flexor es

$$3,25 \times 30,5 \times \frac{132}{2} \times \frac{160}{2} - \\ - 3,25 \times 30,5 \times \frac{132}{2} \times \frac{132}{4} = 307486 \text{ cms. kgs.}$$

y como el módulo resistente en la sección en T mide

$$0,278 \times 30,5 \times 32 \times 6 = 1654,7 \text{ cm.}^3$$

el trabajo máximo alcanza á

$$\frac{307486}{1654,7} = 186 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

*Segundo caso: embalse hasta la coronación de las presas.*—Pantano inundado hasta la cota, 540,8; compuerta cerrada á cota media, 503,5, y presentando superficie de  $3,13 \times 1,32 = 4,13$  metros cuadrados. Presión hidrostática,  $504,8 - 503,5 = 37,3$  metros. Presión unitaria, 3,73 kgs. por  $\text{cm.}^2$  Presión total,  $3,73 \times 4,13 \times 10.000 = 154049$  kilogramos.

Consideremos el elemento de compuerta de 30,5 centímetros de altura, que, elegido hacia la altura media del vano, se conducirá como viga apoyada en el marco. Su máximo momento flexor es

$$\frac{1}{8} 3,73 \times 30,5 \times 126^2 = 215843 \text{ cms. kgs.}$$

Y siendo, como antes, el módulo resistente 1654,7 centímetros cuadrados, resulta máximo trabajo de

$$\frac{215843}{1654,7} = 130 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

menor que en el caso anterior.

*Observación sobre el peso del agua turbia.*—Las mayores turbias en el Gállego representan 3 á 4 kilogramos de légamo por metro cúbico. Difícilmente alcanzarán la misma proporción en la gran masa de agua próxima á los desagües, cuando el embalse frise los niveles que hemos considerado. Pero bien se observa en los cálculos anteriores que, aun cuando decuplicaran los légamos, el aumento de densidad del agua en algunas centésimas no conduciría á flexiones excesivas de la fundición.

*Observación sobre el trabajo á flexión de las placas de fundición en las compuertas de Roosevelt.*—En el pantano de Roosevelt (Estados Unidos de Norte América), el agua para riego se dará por las galerías de limpia, en cada una de las cuales hay tres compuertas sobre vanos de 3,05 por 1,45 metros. Las placas de compuertas son parecidas á las que proponemos, de fundición y con módulo de 1793 centímetros cúbicos. Pero las presiones son enormes: 67,1 metros, hasta la coronación de la presa, que produce máximo trabajo unitario de 298 kilogramos por centímetro cuadrado en la compuerta apoyada en las jambas del marco; y 62,5 metros hasta el umbral del aliviadero, que, estando la compuerta apoyada en los rodillos, separados 1,76 metros, representa trabajo á flexión máximo de 413 kilogramos por centímetro cuadrado, cifra verdaderamente fuerte. Carecemos de datos sobre la calidad de aquella fundición, probablemente de calidad superior.

*Trabajo al esfuerzo cortante.*—En el caso más desfavorable, que es el segundo de los examinados, el esfuerzo total es 154.049 kilogramos. Suponiendo, también desfavorablemente, que las líneas de rotura fueran las de apoyo en los lados verticales del marco y no contando más que con el espesor de 6 centímetros de la placa, esto es, prescindiendo de los nervios, resulta

$$\frac{154049}{2 \times 320 \times 6} = 40 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

## B)—Marcos de bronce.

*Material.*—Bronces A y B, según el pliego de condiciones. Más blando el bronce A del marco móvil, ó sea de la compuerta, porque está menos expuesto al roce de la corriente y arenas, y porque interesa que el desgaste por rozamiento tenga lugar en el marco móvil, que es el más fácilmente visitable y cambiabile.

*Límites de trabajo.*—Como piezas de máquina; á compresión, tensión ó flexión 250 kilogramos por centímetro cuadrado; á esfuerzo cortante  $\frac{4}{5} 250 = 200 \text{ kgs. cm.}^2$

*Observación general sobre las dimensiones de los marcos rectificadas para los cálculos de resistencia.*—Antes de que los bronce por efecto del uso, principalmente los rozamientos de la corriente, arena, etc., experimenten en algún punto pérdida de un centímetro de espesor sobrevendrá seguramente la falta de ajuste que obligará á cambiar los marcos por otros nuevos. Para los cálculos sucesivos tendremos, pues, en cuenta, reducción de un centímetro en las dimensiones expuestas al deterioro.

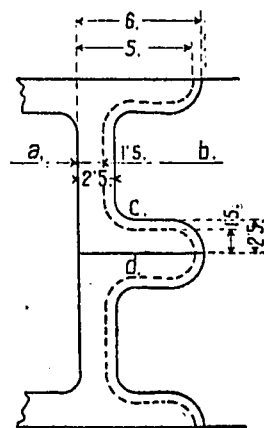
*Carga máxima sobre los marcos.*—Cuando el pantano se inunda hasta la coronación de las presas la placa de compuerta transmite á los marcos de bronce compresión máxima. Entences la presión unitaria hacia el centro de la compuerta es (véase párrafo "Trabajo á flexión de la placa. Caso segundo,") 3,73 kilogramos por centímetro cuadrado y  $3,73 \times 132 = 492,36$  kilogramos la transmitida en dicha región por centímetro lineal de marco.

*Impermeabilidad.*—La anchura de la superficie de contacto entre los dos marcos se ha fijado en 6 centímetros. Aunque en esta parte los bronce, especialmente el fijo, están expuestos al mayor desgaste, bien se ve que aun reducida esa anchura á 5 ó 4 centímetros, resulta compresión de

$$\frac{\frac{1}{2} 492}{5} = 49 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2 \text{ ó } \frac{\frac{1}{2} 492}{4} = 62 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

ó sea muy moderada. Pero es que la anchura en cuestión responde más bien á la necesidad de obtener junta impermeable.

*Trabajo á flexión en las jambas de los marcos.*—La compresión máxima  $\frac{1}{2} 492 \text{ kgs.}$ , transmitida entre los marcos por centímetro lineal de jamba, y repartida en la anchura de



$6 - 1 = 5$  centímetros del contacto reducido, produce en las almas de las jambas (sección *a b*), asimismo reducidas al grueso de  $2,5 - 1 = 1,5 \text{ cms.}$ , un momento flexor

$$\frac{\frac{1}{2} 492}{5} \times 1,8 = 88,56 \text{ cms. kgs.};$$

el módulo resistente, también por centímetro lineal de alma, y para el grueso reducido dicho de 1,5 centímetros, es

$$\frac{1 \times 1,5^2}{6} = 0,37 \text{ cm}^3.$$

luego, el trabajo á flexión asciende á

$$\frac{88,56}{0,37} = 240 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

*Trabajo al esfuerzo cortante en las jambas de los marcos.*—

El máximo esfuerzo cortante tiene lugar en las secciones como  $c d$ , y es por centímetro lineal de jamba  $\frac{1}{2}$  492 kgs.; el unitario en la sección de grueso reducido  $2,5 - 1 = 1,5$  centímetros, resulta

$$\frac{\frac{1}{2} 492}{1 \times 1,5} = 164 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

*Flexión sobre el aligeramiento del umbral del marco fijo.*—

El máximo esfuerzo en esta región se obtendrá, por exceso, suponiendo que la presión total de 154.049 kilogramos (véase el párrafo "Flexión de la placa compuerta. Caso segundo"), se reparte uniformemente sobre la superficie de contacto de los marcos que, reducida, mide

$$2(307 + 126) 5 = 4330 \text{ cm}^2, \text{ y es } \frac{154049}{4330} = 35,1 \text{ kgs. cm}^2.$$

Considerando el centímetro lineal de umbral, sobre el aligeramiento, como viga de 11 centímetros de luz apoyada en sus extremos, el máximo momento flexor es

$$\frac{1}{8} 35,1 \times 5 \times 11 = 241,3 \text{ cms. kgs.};$$

su módulo resistente para el grueso en el centro reducido á

$$3,5 - 1 = 2,5 \text{ cms.}, \text{ mide } \frac{1 \times 2,5^2}{6} = 1,04 \text{ cm}^3,$$

luego el trabajo es

$$\frac{241,3}{1,04} = 232 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

*Flexión sobre el aligeramiento del dintel del marco fijo.*—

Aquí, como en el caso anterior, suponemos la presión 35,1 kilogramos  $\times \text{cm}^2$ . Considerando también el centímetro lineal de dintel, sobre el aligeramiento, como viga apoyada y de 6 centímetros de luz, el máximo momento flexor es

$$\frac{35,1 \times 5 \times 6}{8} = 131,6 \text{ cms. kgs.};$$

su módulo, para el espesor reducido  $2,8 - 1 = 1,8$  centímetros, mide  $\frac{1 \times 1,8^2}{6} = 0,54 \text{ cm}^3$ ; luego el trabajo alcanza á

$$\frac{131,6}{0,54} = 244 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

### C)—Trenes de rodillos

*El problema de calcular los rodillos.*—El cálculo de dimensiones de los rodillos que han de soportar carga considerable es problema corriente en los proyectos de puentes metálicos, que ha venido resolviéndose mediante fórmulas por alguien reputadas de poco satisfactorias. (*Cálculos de estabilidad*, por D. Luis Gaztelu, profesor de Puentes de la Es-

cuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.) En nuestro caso, una presión relativamente grande debe repartirse en un limitado número de rodillos pequeños, por lo que habremos de esclarecer la cuestión.

*Algunas fórmulas usuales.*—Examinemos algunas fórmulas muy usadas.

Según Resal, la carga  $P$  admisible sobre un rodillo de diámetro  $D$  centímetros y longitud 1 centímetro, formado de metal cuyo coeficiente de elasticidad sea  $E$  kilogramos por centímetro cuadrado y cuya carga de seguridad sea  $R$  kilogramos por centímetro cuadrado es  $P = \frac{8}{3} \frac{D}{2} R \sqrt{\frac{R}{E}}$ ; tratándose de aceros dulces, en los que  $E = 2.200.000$  kilogramos por centímetro cuadrado y  $R = 1.100$  kilogramos por centímetro cuadrado, resulta  $\frac{P}{D} = 33$  kilogramos por centímetro cuadrado de sección diametral; tratándose de fundición gris, con  $E = 900.000$  kilogramos por centímetro cuadrado y  $R = 600.000$  kilogramos por centímetro cuadrado, resulta  $\frac{P}{D} = 15$  kilogramos por centímetro cuadrado de sección diametral.

P. Chicchi (*Costruzione dei ponti metallici*) recomienda cargas, referidas á la sección diametral, de 30 á 36 kilogramos por centímetro cuadrado para los rodillos de acero, y de 20 á 24 kilogramos por centímetro cuadrado para los de fundición.

Sandrinelli (*Resistencia de materiales*, Madrid, 1907) propone carga  $\frac{P}{D} = 0,03236$  que para rodillos de acero ( $R = 1.100$  kilogramos por centímetro cuadrado) resulta 36 kilogramos por centímetro cuadrado, y para rodillos de fundición ( $R = 600$  kilogramos por centímetro cuadrado) resulta 19 kilogramos por centímetro cuadrado.

*Experiencias de Mr. Deslandres.*—El experimentador Mr. Deslandres (*Ann. de P. et Ch.*, Junio, 1893), después de numerosos ensayos, deduce: que cualquiera carga algo considerable sobre un rodillo, aunque no frise las producidas por los tramos metálicos sobre sus apoyos, produce deformación permanente en la zona de contacto, es decir, excede del límite elástico del material del rodillo; que las deformaciones crecen proporcionalmente con las cargas hasta una *carga crítica*, más allá de la cual las deformaciones permanentes aumentan más rápidamente que las cargas; que referidas estas cargas á la sección diametral, la *mínima carga crítica* observada en rodillos de acero fué de 44 kilogramos por centímetro cuadrado, con aplastamiento de  $\frac{1}{30.000}$  del radio del rodillo. Termina Mr. Deslandres proponiendo que se adopte como carga de seguridad la mitad de aquella, ó sea 22 kilogramos por centímetro cuadrado de la sección diametral en rodillos de acero, y 18 kilogramos por centímetro cuadrado cuando aquéllos se apoyen en placas de fundición.

*Estudio de los rodillos en las compuertas del pantano de Roosevelt.*—Nada conocemos experimentado sobre rodillos de bronce. Podemos, sin embargo, estudiar las condiciones en que trabajan los trenes de rodillos de bronce de las compuertas del pantano de Roosevelt, caso de serias dificultades por la enorme presión á transmitir, y que presenta bastante analogía con nuestro problema. No tenemos más datos que los contenidos en el libro de los Ingenieros de Caminos, Sres. Nicolau y Puig de la Bellacasa (*Las obras de riego en los Estados Unidos de América*, Madrid, 1908).

Dichos señores manifiestan que los rodillos y placas en Roosevelt son de bronce especial, que tiene la propiedad de que su coeficiente de elasticidad y su resistencia son comparables á las respectivas características de los aceros dulces.

Cada compuerta de Roosevelt insiste sobre 62 rodillos; cada rodillo mide aproximadamente diámetro  $D = 10$  centímetros y longitud útil  $L = 13$  centímetros, pudiendo atribuirse al bronce usado, como al acero dulce, por lo antes dicho, coeficiente de elasticidad  $E = 2.200.000$  kilogramos por centímetro cuadrado y carga de seguridad hasta  $R = 1.100$  kilogramos por centímetro cuadrado.

Según Resal, la carga sobre los 62 rodillos debería limitarse á

$$P = \frac{8}{3} \cdot \frac{D}{2} R \sqrt{\frac{R}{E}} \cdot L \cdot N = 287780 \text{ kgs.}$$

Sin embargo, la compuerta mide  $3,41 \times 1,61 = 5,50$  metros cuadrados, y puede maniobrase á pantano lleno hasta el umbral del aliviadero, esto es, con carga de 62,5 metros, de modo que transmite á sus 62 rodillos presión efectiva de  $1.000 \times 5,50 \times 62,5 = 333.750$  kilogramos, ó sea superior en  $\frac{1}{5}$  á la calculada por la fórmula de Resal. Esta presión efectiva representa

$$\frac{333750}{62 \times 10 \times 13} = 41,4 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

de sección diametral.

**Resumen de antecedentes.**—En resumen: Mr. Deslandres dedujo experimentalmente que la carga crítica sobre rodillos de acero puede estimarse en 44 kilogramos por centímetro cuadrado de su sección diametral, y las fórmulas ó disposiciones prácticas conducen á cargas menores que aquella carga crítica; pero á veces se le aproximan mucho, como en el caso de los rodillos de Roosevelt, cuyo bronce es comparable al acero dulce desde el punto de vista elástico; sin embargo, preferible será contener las compresiones alrededor de la cifra de 22 kilogramos por centímetro cuadrado, recomendada por M. Deslandres, sobre todo tratándose de rodillos de compuertas ó en mecanismos de movimiento repetido.

**Material á emplear en nuestro caso.**—Para nuestras compuertas emplearemos rodillos y placas de bronce  $D$  preciso en las condiciones, y del que se ha hablado en esta Memoria.

**Límites de trabajo.**—Por lo antes dicho aceptamos como límite máximo compresión de 600 kilogramos por centímetro cuadrado en el contacto entre rodillos y placas y que en la sección diametral no exceda sensiblemente de los 22 kilogramos por centímetro cuadrado (Deslandres).

**Dimensiones de los rodillos.**—El diámetro de nuestros rodillos no puede exceder de cierto límite. Efectivamente, para la inclinación adoptada del contacto entre los marcos de bronce, y con los mínimos espesores que en ambos marcos consiente un atornillado satisfactorio, resulta de 24 centímetros el espacio ocupado por los marcos entre los planos cepillados de la placa-compuerta y del revestimiento del vano, y desde luego se comprende el interés económico en no aumentar dicha separación de 24 centímetros. Pues bien, esta dimensión es, por otra parte, suma de los gruesos del rodillo y de las dos placas sobre que ruedan, y como el

grueso de las placas no debe rebajar sensiblemente de la mitad del diámetro del rodillo para que las deformaciones en éste y en aquéllos se contengan en límites convenientes, resulta que dicho diámetro no ha de ser mayor de  $\frac{24}{2} = 12$  centímetros.

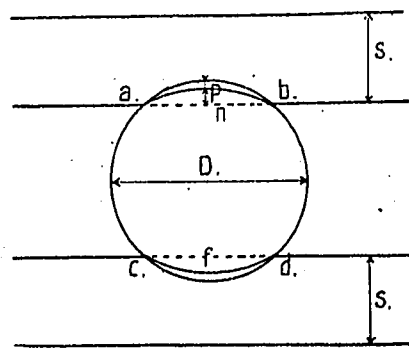
Hemos adoptado  $D = 11$  centímetros, que, con separación media de 2 centímetros entre rodillos, permite disponer un tren de 23 rodillos á cada lado del marco de bronce, cuya altura total es de 3,10 metros.

Hemos fijado la longitud de los rodillos en 16 centímetros, que, descontando 2 centímetros de la ranura guía, son 14 centímetros de longitud útil.

**Carga máxima sobre rodillos.**—La distancia entre rodillos es 14 centímetros, la superficie de compuerta que carga sobre uno es  $\frac{14 \times 132}{2} = 924$  centímetros cuadrados; como el rodillo más bajo está al nivel del umbral del vano (502,1), la presión en el caso más desfavorable medirá  $540,8 - 502,1 = 38,7$  metros ó 3,87 kilogramos por centímetro cuadrado; de modo que la mayor carga sobre un rodillo ascenderá á  $924 \times 3,87 = 3.576$  kilogramos.

**Trabajo en la sección diametral.**—Siendo la sección diametral  $11 \times 16 = 176$  centímetros cuadrados, resulta presión en la sección diametral  $\frac{3.576}{176} = 20,3$  kilogramos por centímetro cuadrado, menor que el límite que nos hemos asignado de 22 kilogramos por centímetro cuadrado (Deslandres).

**Trabajo del material en el contacto entre rodillo y placa.** Los contactos entre un rodillo y las dos placas, cuando se produce la deformación, tiene lugar según facetas proyectadas en  $a p b$  y  $c f d$  (véase croquis), por las cuales se transmite el esfuerzo.



Siendo la deformación el paso de la línea  $a m b$  á la  $a p b$  para el rodillo y de  $a n b$  á  $a p b$  para la placa, la presión se repartirá según una cierta ley, que Resal supone como las ordenadas de un segmento parabólico, atribuyendo el máximo trabajo al centro en donde la deformación es máxima.

Las reducciones  $m p$  y  $n p$  dependerán de la elasticidad de los materiales de las placas y del rodillo. Siendo aquéllas y éste del mismo material, cabe admitir con Resal que  $m p = p n$ , y la expresión que consiguientemente deduce para la compresión total por centímetro lineal de rodillo, que es la arriba citada

$$P = \frac{8}{3} \cdot \frac{D}{2} R \sqrt{\frac{R}{E}}$$

Sandrinelli (obra citada), teniendo en cuenta la elasticidad relativa  $\frac{E}{E_v}$  del rodillo y de las placas, así como el espesor  $S$  de éstas da la fórmula

$$P = \frac{8}{3} \frac{D}{2} \sqrt{\left(\frac{S}{D} \cdot \frac{E}{E_v} + 1\right) \frac{R^2}{E}}$$

que es la misma de Resal si el espesor  $S$  de las placas es despreciable respecto al diámetro  $D$  del rodillo.

Pero en nuestro caso el espesor de placa que interviene en la deformación es  $S = 6,5$  centímetros, no despreciable ante el diámetro  $D = 11$  centímetros del rodillo; así que procede aplicar la fórmula de Sandrinelli, haciendo  $E = E_v = 1.000.000$  de kilogramos por centímetro cuadrado y  $R = 600$  kilogramos por centímetro cuadrado, y obtenemos

$$P = \frac{4}{3} 11 \sqrt{\left(\frac{6,5}{11} + 1\right) \frac{600^2}{1.000.000}} = 272 \text{ kgs.} \times \text{cm. l.}$$

y siendo la longitud útil del rodillo 14 centímetros, resulta que el rodillo puede admitir en buenas condiciones  $272 \times 14 = 3.808$  kilogramos, valor mayor que el máximo que sufre, calculado antes en 3.576 kilogramos; es decir, que en nuestro caso la mayor carga unitaria en el contacto no alcanza á 600 kilogramos por centímetro cuadrado.

**Deformaciones del rodillo y placas.**—Determinemos la deformación  $2mp$  (croquis) en el supuesto de que la mayor carga unitaria en el centro de la faceta de contacto llegase á 600 kilogramos por centímetro cuadrado. Considerando el rodillo como un prisma de longitud  $D = 11$  centímetros, la fórmula general de deformación longitudinal de un prisma da

$$2mp = \frac{11 \times 600}{1.000.000} = 0,0066 \text{ cm.}$$

es decir,  $\frac{1}{15}$  de milímetro, ó sea, en nuestro caso,  $mp < \frac{1}{30}$  de milímetro.

Las placas, por su parte, sufrirán deformación máxima

$$np = \frac{6,5 \times 600}{1.000.000} = 0,0039 \text{ cm.};$$

aproximadamente  $\frac{1}{25}$  de milímetro.

La suma de las deformaciones de rodillo y placa dará la penetración de una pieza en otra,  $mn = 0,0033 + 0,0039 = 0,0072$  centímetros, ó sea la flecha del arco de penetración. La cuerda de este arco valdrá, por lo tanto,

$$ab = 2 \sqrt{5,5^2 - (5,5 - 0,0072)^2} = 0,562 \text{ cm.},$$

es decir, unos 5,6 milímetros; lo cual da idea de que, sin que sufra el material presión máxima extraordinaria, menos de 600 kilogramos por centímetro cuadrado, se establece una faceta de contacto suficiente para la buena transmisión del esfuerzo.

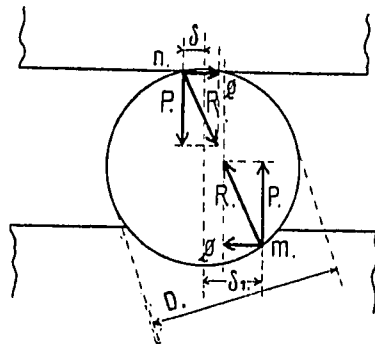
#### D).—Tornillos de sujeción de los marcos.

**Material.**—Estos tornillos serán del bronce  $C$  estipulado en las condiciones.

**Límites de trabajo.**—Recordando que este bronce tiene características mecánicas muy análogas al acero dulce, para el cual, en máquinas, se adopta límite de trabajo de 700 á 1.100 kilogramos por centímetro cuadrado, que se reduce á los  $\frac{1}{4}$ , tratándose de vástagos para tornillos, tomaremos

como límite para nuestros tornillos  $\frac{3}{4} 800 = 600$  kilogramos por centímetro cuadrado para compresión ó tensión y  $\frac{4}{5} 600 = 480$  kilogramos por centímetro cuadrado para el esfuerzo cortante.

**Resistencia de los rodillos á rodar en las placas limpias.**—El esfuerzo para subir ó bajar la compuerta desarrolla en las dos generatrices de apoyo de cada rodillo reacciones iguales y contrarias  $R, R$  (croquis), cuyas componentes  $P, P$  son en valor absoluto la presión transmitida entre los marcos, y cuyas



componentes  $Q, Q$  son también iguales: una, la resistencia del rodillo á rodar sobre cualquiera de las placas, y otra, el esfuerzo que debe aplicarse á la segunda placa para vencer la resistencia opuesta por la primera; dependiendo la posición de los puntos  $m$  y  $n$ , ó bien los valores de  $\delta$  y  $\delta_1$ , de los caracteres de las materias en contacto. El valor de  $Q$  resistencia á la rodadura ú opuesto esfuerzo para vencerla, resulta  $Q = (\delta + \delta_1) \frac{P}{D}$ . Como en este caso rodillo y placas son del

mismo bronce,  $\delta = \delta_1$ , y  $Q = 2\delta \frac{P}{D}$ . El valor de  $\delta$  oscila entre  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de milímetros para metales y maderas duras (*Statique graphique des mecanismes*, par G. Herrmann, París, 1882); aquí deberemos tomar  $\delta = 0,0005$  metros. La resistencia á la rodadura de todos los rodillos de una compuerta será

$$2 \times 0,0005 \frac{134225}{0,11} = 1.220 \text{ kgs.}$$

**Resistencia de los rodillos á rodar en las placas sucias.**—Esta cifra será muy aproximada cuando estén limpias las superficies en contacto, lo cual ocurrirá en todos los casos de cerrar una compuerta, pues que, entonces, la corriente del agua en el vano tendrá perfectamente limpios los gárgaros. Pero al abrirla, sobre todo después de estar cerrada largo tiempo y si ha habido aguas turbias, es de prevenir que entre los rodillos y las placas se hayan interpuesto légamos y acaso arenas. En tal caso, ¿cuál será el valor de  $\delta$ ?

Según Mazzocchi (*Memorial technique universel*), el esfuerzo necesario para arrastrar vehículos en una carretera en mal estado es quince veces el preciso para mover vagones sobre carriles. Estableciendo análoga proporción, según que los broncees estén limpios ó enarenados, precisará en este último caso vencer resistencia á la rodadura de  $15 \times 1.220 = 18.300$  kilogramos. Admitiremos este supuesto que creemos exageradamente desfavorable.

**Expresión resumen de la resistencia á la rodadura.**—En resumen, la resistencia á rodar de los rodillos de una compuerta sometida á presión  $P$  oscila entre

$$\frac{2\delta}{D} \times P \quad \text{y} \quad 15 \frac{2\delta}{D} \times P,$$

es decir, entre  $0,01. P$  y  $0,15. P$ .

**Deslizamiento relativo entre las piezas atornilladas.**—Pues bien; la presión  $P$  (134.225 kilogramos) sobre la compuerta, que entre los rodillos y sus placas produce resistencia á la rodadura,  $0,01 \cdot P$  á  $0,15 \cdot P$ , produce, á la vez, entre las placas y sus asientos, una resistencia al deslizamiento relativo correspondiente á bronce sobre bronce, y también, á la vez, la resistencia al deslizamiento relativo entre los marcos de bronce y la fundición en que se apoyan.

Es evidente que si los mínimos de estos rozamientos son mayores que la resistencia á la rodadura, no es de temer que en la maniobra se verifique otro movimiento que el de rodadura de los rodillos. Y así será, puesto que los mínimos coeficientes de deslizamiento son 0,20 entre bronce, y 0,22 entre bronce y fundición.

En realidad, la resistencia inicial al deslizamiento es de vez y media al doble de estos coeficientes arriba dichos, de modo que las resistencias al deslizamiento excederán del doble de la máxima de rodadura.

**Los tornillos deben oponerse á cierta subpresión.**—Sin embargo, es preciso atornillar las placas de rodadura á los marcos y éstos á las placas de fundición, para solidaridad del conjunto y para garantizar la yuxtaposición más perfecta posible entre estos elementos, indispensable desde el doble punto de vista de la impermeabilidad y del equilibrio.

La falta de ajuste, dando paso al agua, malograría el cierre del pantanó como tal, ocasionaría una rápida destrucción de las superficies, y, en cuanto al equilibrio, modificaría radicalmente nuestras previsiones. Efectivamente, el agua á presión sería, más que un lubricante, la supresión del rozamiento; pues basta considerar que ya no estarían las dos paredes en contacto, sino separadas por una capa de agua á la presión próximamente del embalse. Procede, pues, que las piezas en contacto lo estén, efectivamente, mediante tornillos capaces de resistir la máxima subpresión posible y convenientemente apretados.

**Máxima separación entre tornillos.**—Hemos adoptado separación máxima de 20 centímetros entre tornillos que así proporcionan juntas impermeables.

Efectivamente, el trozo de pieza comprendido entre dos tornillos sucesivos puede estimarse como viga semiempotrada de 20 centímetros de luz; la máxima subpresión unitaria posible tendría lugar al nivel del umbral del vano, habiendo embalse hasta el umbral del aliviadero, y sería presión de  $536,0 - 502,1 = 33,9$  metros ó 3,39 kilogramos por centímetro cuadrado; el máximo momento flexor sería  $\frac{1}{10} 3,39 \times 20^2 = 135,6$  cm. kg. La pieza más delgada, la placa de rodadura, cuyo espesor es 3 centímetros, tiene módulo de resistencia  $\frac{1 \times 3^2}{6} = 1,5$  centímetros cúbicos; luego el máximo trabajo es  $\frac{135,6}{15} = 9,3$  kilogramos por centímetro cuadrado, verdaderamente insignificante, lo que presume flecha inapreciable.

**Trabajo á tensión de los tornillos que sujetan los marcos de bronce.**—La superficie de contacto de una jamba del marco fijo con la jamba de acero moldeado que reviste el vano, mide  $3,26 \times 0,318 = 1,04$  metros cuadrados, que bajo la carga de agua de  $536,0 - 503,5 = 32,5$  metros representa posible subpresión de 33.800 kilogramos.

Los tornillos de sujeción son 22 de 22 milímetros de diámetro, de modo que la tensión resulta  $\frac{33\ 800}{22 \times 2,72} = 565$  kilogramos por centímetro cuadrado.

Huelga comprobación en umbral y dintel del marco fijo, pues basta comparar las superficies de contacto para ver que son suficientes los tornillos respectivos.

También podemos dispensarnos de repetir operaciones en cuanto á los contactos del marco de la compuerta.

**Trabajo á tensión de los tornillos que sujetan las placas de rodadura.**—El contacto de la placa de rodadura del marco fijo con la jamba de éste mide  $3,28 \times 0,16 = 0,52$  metros cuadrados y podría dar lugar á subpresión de  $0,52 \times 32,5 = 16.900$  kilogramos.

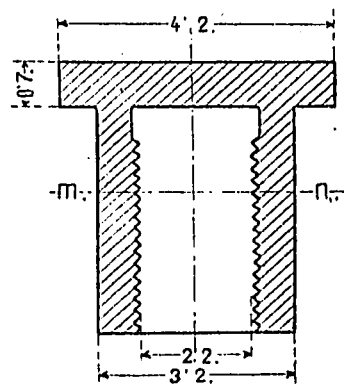
Los tornillos que sujetan la placa son 22 de 16 milímetros y su trabajo de tensión resulta  $\frac{16\ 900}{22 \times 1,30} = 590$  kilogramos por centímetro cuadrado.

No es preciso repetir la comprobación para las placas de rodadura de la compuerta.

**Tornillos verticales y topes en el marco fijo y en el móvil.**—Los tornillos verticales y topes proyectados en el umbral del marco fijo, así como los tornillos verticales proyectados en el dintel del marco móvil, con los correspondientes topes en este marco, son disposiciones complementarias entre sí que en el acto del montaje permiten ajustar los respectivos contactos horizontales, con lo cual, aunque en la maniobra de cerrar choquen con alguna violencia los marcos, por descuido ó por cualquiera otra causa, ó bien se interponga, v. gr., algún madero, dando lugar á compresiones violentas concentradas en puntos aislados de ambos marcos, no hay que confiar en la resistencia de los tornillos horizontales al esfuerzo cortante, sino en aquellos topes que realizan la solidaridad de las masas fija y móvil respectivamente.

**Manguitos de tornillos.**—Según las condiciones, ninguna placa de revestimiento del hormigón ha de filetearse para recibir tornillos; cuando sea preciso, se emplearán los manguitos detallados en los planos, que son también de bronce  $C$  como los tornillos.

Todos los manguitos tienen dimensiones resistentes como el correspondiente al mayor de los tornillos que han de recibir, que es el de 22 milímetros.



Los tornillos de 22 milímetros de diámetro, con rosca Whitworth, ofrecen sección neta de 2,72 centímetros cuadrado; por tanto, trabajando á 600 kilogramos por centímetro cuadrado pueden resistir carga de 600 por 2,72 = 1.632 kilogramos.

Los manguitos tienen diámetro exterior de 3,2 centímetros de modo que el área de su sección resistente según  $m n$  (croquis) vale  $\frac{\pi}{4} (3,2^2 - 2,2^2) = 4,24$  centímetros cuadrados, y en el caso que el tornillo trabaje al máximo, dicha área trabajará á  $\frac{1632}{4,24} = 385$  kg.  $\times$  cm.<sup>2</sup>

La faja de asiento sobre la fundición es la corona

$$\frac{\pi}{4} (4,2^2 - 3,2^2) = 5,81 \text{ cm.}^2$$

que comprimirá hasta

$$\frac{1632}{5,81} = 281 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

Finalmente, los manguitos sufren esfuerzo cortante según una superficie cilíndrica de generatriz 0,7, cuya área es  $\pi \times 3,2 \times 0,7 = 7,04$  centímetros cuadrados que, para la carga máxima, trabajará á

$$\frac{1632}{7,04} = 232 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

#### E)—Vástago ó barra de maniobra.

*Esfuerzos en la barra.*—El esfuerzo resultante á lo largo de la barra en los diversos casos de maniobra, depende de los siguientes:

a Peso propio de la compuerta con sus bronce y vástago, aproximadamente 7.000 kilogramos.

b Componente vertical del empuje del agua embalsada: mínimo, cero; máximo, cuando el embalse alcanza al umbral del aliviadero,  $134.225 \times \sin 2^\circ = 134.225 \times 0,035 = 4.700$  kilogramos.

c Resistencia á la rodadura de los rodillos: mínima, cero; máxima, cuando el embalse llega al umbral del aliviadero, 1.220 kilogramos si los bronce están limpios, 18.300 kilogramos si están enarenados, según anteriormente se ha deducido.

d Resistencia al rozamiento entre bronce, en el caso de que, por descuidada maniobra, no se apoye la compuerta sobre los rodillos, sino que los marcos de bronce rocen uno contra el otro; siendo 134.225 kilogramos la presión total sobre la compuerta, cuando el embalse alcanza al umbral del aliviadero, y 0,22 el coeficiente de roce por deslizamiento entre bronce, la resistencia total puede alcanzar á 0,22 por 134.225 = 29.529 kilogramos.

Pues bien; en el caso de maniobra normal, tal como se ha descrito en párrafo anterior, para levantar la compuerta primera ó de agua-arriba, en presión equilibrada por ambas caras, bastara esfuerzo igual al peso propio de la compuerta, 7.000 kilogramos, más la resistencia de los rodillos á rodar en esas condiciones que, aun suponiendo estén enarenados, puede estimarse por exceso como otro tanto del peso. En suma,  $2 \times 7.000 = 14.000$  kilogramos.

Para la segunda compuerta, el esfuerzo será  $a + b + c$ , tomando para  $c$  el valor correspondiente á placas limpias, puesto que la segunda compuerta está recién bajada. Así,  $7.000 + 4.700 + 1.220 = 12.920$  kilogramos.

Pero si, por maniobra defectuosa, la segunda compuerta ha llegado á *calarse* demasiado, el esfuerzo deberá ser

$$a + b + d = 7.000 + 4.700 + 29.529 = 41.229 \text{ kgs.}$$

En caso anormal de maniobra irregular puede darse el caso de esfuerzo  $a + b + c$ , siendo  $c$  el máximo correspondiente á rodillos enarenados, esto es,

$$7.000 + 4.700 + 18.300 = 30.000 \text{ kilogramos.}$$

*Máxima tensión en la barra.*—El máximo esfuerzo en la barra puede ser, pues, de 41.229 kilogramos.

*La barra no trabaja á compresión.*—Para cerrar la compuerta, el esfuerzo en la barra es  $a + b - c$ ; y como al cerrar habrá en el vano corriente de agua que mantendrá limpios los gárgaros; el esfuerzo será siempre tensión: no menor de  $7.000 + 0 - 0 = 7.000$  kilogramos, si no hay embalse, y aumentará á lo menos á  $7.000 + 4.700 - 1.220 = 10.480$  kilogramos, cuando el embalse alcance al umbral del aliviadero.

Pudiera objetarse contra nuestro supuesto de que al cerrar la compuerta estarán limpios los gárgaros. Pero es que no precisa la limpieza de los gárgaros para evitar compresiones en la barra; mirando á la última igualdad escrita, se observa que no habrá compresión hasta que el tercer término, ó sea la resistencia, exceda de la suma de los dos primeros, es decir; exceda de 11.700 kilogramos. Y si la resistencia máxima de 18.300 kilogramos á la rodadura, significa que los rodillos rueden como sobre un mal macadam, la resistencia de 11.700 significa como si rodasen sobre un macadam mediano. No es posible que, pasando alguna corriente por el vano, puedan subsistir en tal estado las placas.

*Material.*—Para la barra de maniobra empleamos bronce C en la parte inferior, hasta donde ha de deslizarse en el prensa-estopas; en el resto, acero forjado.

*Límites de trabajo.*—En el segmento de bronce, 800 kilogramos por centímetro cuadrado á tracción y compresión, pues si bien lleva un fileteado, éste, claro es, será de rosca cuadrada. En la parte de acero, también fileteada con rosca cuadrada, 1.000 kilogramos por centímetro cuadrado á tracción y compresión.

*Trabajo á tensión en la sección neta de bronce ó de acero.*—Siendo la tensión máxima total 41.200 kilogramos, y teniendo los segmentos fileteados de la barra 9 centímetros de diámetro ó sección neta de 63,62 cm<sup>2</sup>, resulta trabajo de

$$\frac{41.200}{63,62} = 648 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

*Previsión de recargar la barra.*—Á pesar del moderado trabajo del vástago, conservamos su diámetro de 9 centímetros, porque permite el recurso de cargarle hacia la argolla, con el pilón de 2 ton. prescripto en el pliego de condiciones, como recurso para bajar una compuerta en el muy improbable caso de que resistiera á descender por su propio peso solamente. Si se hiciera el vástago de menor diámetro no sería posible ese recurso, pues se doblaría.

#### F)—Guarnición metálica de los vanos de compuertas verticales.

*Piezas que la componen.*—La guarnición completa se compone de seis piezas: dos jambas de acero moldeado; umbral y dintel y dos contrajambas de fundición.

*Resistencia y otras condiciones de la guarnición.*—Excepto las contrajambas, cuya misión se reduce á proteger la arista no cargada de los gárgaros, las otras cuatro piezas han de cumplir las condiciones siguientes:

1.<sup>a</sup> Repartir convenientemente sobre el hormigón la presión que reciben de los marcos de bronce.

2.<sup>a</sup> Que sean impermeables sus juntas con el hormigón.

3.<sup>a</sup> Resistir al desgaste.

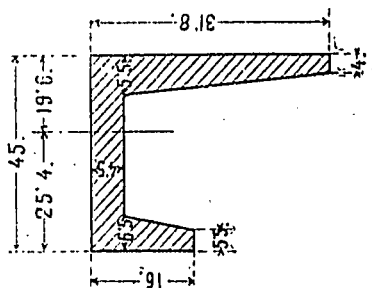
4.<sup>a</sup> Que sea fácil su renovación.

El perfil estudiado y adoptado para cada una satisface las dichas condiciones. Por sus espesores puede esperarse

duración considerable. Los tornillos con que se enlazan las piezas entre sí no tienen más objeto que facilitar el montaje; pero una vez hecho el primer montaje en obra, será luego fácil montar una pieza cualquiera con sólo ajustarla al marco de bronce mediante un plano cepillado, y podrá cambiarse el marco de bronce sin más que ajustar el plano cepillado del nuevo al plano formado por las cuatro piezas empotradas en el hormigón. En cuanto á repartir la presión, omitiremos demostraciones acerca del umbral y del dintel, en los que no tiene dificultad, y sólo detallaremos el cálculo de las jambas.

**Estudio de las jambas de acero moldeado.**—Las jambas han de transmitir al hormigón la presión que reciben de los marcos de bronce; pero como esta presión se ejerce muy al borde de las piezas, da lugar á presiones en la arista de la fábrica, inadmisibles desde el punto de vista del esfuerzo cortante, que resultando exagerado en la misma arista, no es remediable por medio de armaduras metidas en el hormigón.

Nos hemos visto obligados á disponer jambas rígidas de acero moldeado, capaces de soportar á flexión la carga del marco, transmitiéndola á la solera y á la losa de dinteles. Comprobemos su resistencia á la flexión.



La carga media por centímetro lineal de marco, sobre la jamba depende de una altura de agua  $540,8 - 503,5 = 37,3$  metros, que representa 3,73 kilogramos por centímetro cuadrado, y siendo 132 centímetros la luz de compuerta, la carga media resulta  $3,73 \times \frac{132}{2} = 246,18$  kilogramos por centímetro lineal, y como la luz de la jamba entre apoyos ó altura del vano mide 280 centímetros, el momento máximo de flexión en la jamba vale  $\frac{246,18 \times 280^2}{8} = 2.412.564$  centímetros kilogramos. La sección resistente, indicada al margen, mide módulo resistente mínimo  $\frac{I}{V} = \frac{109.422}{25,4} = 4.308$  centímetros cúbicos. Trabaja, pues, á  $\frac{2.412.564}{4.308} = 560$  kilogramos por centímetro cuadrado. Admitimos este trabajo, muy ligero tratándose de acero moldeado, porque, aparte el desgaste á que estarán expuestas las jambas, es preciso que la deformación sea insignificante para que no haya movimiento relativo sensible entre las jambas y el hormigón y resulten impermeables sus contactos.

La jamba considerada como viga apoyada, tiene en la solera el apoyo menos extenso, que mide  $32 \times 60 = 1.920$  centímetros cuadrados, y como la reacción vale

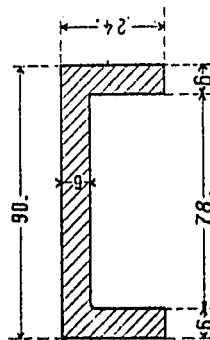
$$246,18 \times \frac{280}{2} = 34.465,2 \text{ kg.},$$

el trabajo á compresión es

$$\frac{34.465,2}{1.920} = 18 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2,$$

admisible para el hormigón, según luego veremos.

**Observación sobre las piezas análogas en las compuertas de Roosevelt.**—Parece indudable que las piezas similares en la instalación de compuertas del pantano de Roosevelt, han sido concebidas y calculadas análogamente. Allí la altura



de agua alcanza á 70,5 metros, y como la anchura del vano es 152 centímetros, la presión por centímetro lineal de jamba es  $\frac{7,05 \times 152}{2} = 535,8$  kilogramos; la luz de la pieza ó altura del vano mide 305 centímetros; de modo que el máximo momento flexor es  $\frac{535,8 \times 305^2}{8} = 6.305.349$  cm. kg. La sección resistente, deducida del dibujo que tenemos á la vista, parece ser la croquizada, cuyo módulo vale

$$\frac{I}{V} = \frac{7.461.72}{45} = 16.580 \text{ cm.}^3$$

y el trabajo máximo es, por consiguiente,

$$\frac{6.305.349}{16.580} = 380 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2,$$

valor más moderado aún que el de nuestro caso, pero que se explica en Roosevelt, porque, además de razones iguales á las nuestras para no forzarle, existe allí la posibilidad de una más rápida destrucción del acero por el agua salada.

#### C).—Compuerta horizontal y su marco.

**Material y límites de trabajo.**—El material de ambos elementos es fundición gris, como la empleada en el resto de la instalación, y bajo los límites de trabajo adoptados para las compuertas verticales.

**Presión.**—Las compuertas horizontales están á la cota 510,0 y expuestas á carga de agua de  $540,8 - 510 = 30,8$  metros, ó bien, 3,08 kilogramos por centímetro cuadrado; su área á presión es de  $65 \times 185 \text{ cm.}$ , de modo que la presión total alcanza á  $3,08 \times 65 \times 185 = 37.037$  kilogramos.

**Marco.**—Para evitar que el hormigón armado contiguo á los marcos sufra, además de la flexión debida á la carga hidrostática que sobre él actúa directamente, la que el marco pudiera transmitirle, proyectamos el marco bastante fuerte, para resistir á la flexión, trabajando apoyado por sus dos extremos en las grandes vigas laminadas superiores, las cuales están espaciadas á 230 centímetros. Por consiguiente, el máximo momento flexor que el marco debe soportar valdrá

$$\frac{37.037}{2} \left( \frac{230}{2} - \frac{185}{4} \right) = 127.311,2 \text{ cm. kg.}$$

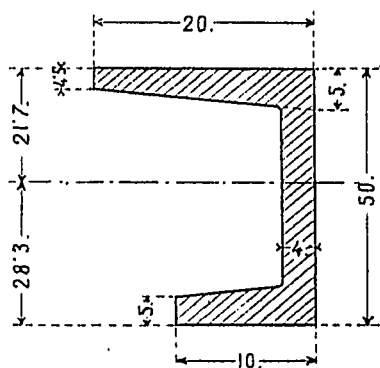
La sección resistente se compone de dos *U* según el adjunto croquis, y le corresponde módulo

$$\frac{I}{V} = 2 \frac{91233}{28,3} = 6440 \text{ cm.}^3$$

trabaja, por tanto, á

$$\frac{1273112}{6440} = 198 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

El apoyo del marco sobre las vigas se obtiene por medio de hormigón interpuesto, con una superficie de apoyo por



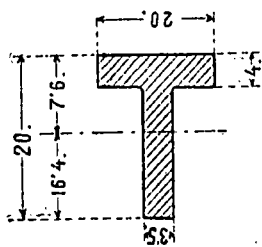
cada lado de 16 centímetros de ancho y 105 centímetros de largo, lo que da lugar á compresión de

$$\frac{37037}{2 \times 16 \times 105} = 11 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

**Tornillos de sujeción de la compuerta horizontal á la guarnición.**—Son 30 tornillos de 25 milímetros de diámetro y área útil de  $30 \times 3,57 = 117$  centímetros cuadrados; trabajan, pues, á

$$\frac{37037}{117} = 317 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

**Compuerta horizontal.**—La compuerta horizontal está sujeta en todo su contorno, de modo que para su cálculo basta considerar los nervios que la dividen en recuadros y las placas que quedan entre dichos nervios.



Cada placa es un rectángulo de 40 por 55 centímetros. El trabajo máximo unitario del material (*Des Ingeniers Taschen buch*, tomo I, pág. 441, ed. 1902), valdrá

$$t = 0,5 \varphi \frac{a^2 b^2}{a^2 + b^2} \times \frac{p}{s^2}$$

siendo:  $\varphi$  un coeficiente que oscila entre 0,75 y 1,13, y que puede tomarse igual á 1;  $a$  y  $b$  los lados del rectángulo;  $s = 4$  centímetros el espesor de la placa, y  $p = 3,08$  kilogramos por centímetro cuadrado, la presión. Resulta  $t = 101$  kilogramos por centímetro cuadrado.

Cada recuadro corresponde á un nervio, el cual es como viga sometida á un esfuerzo total de  $60 \times 40 \times 3,08 = 7392$  kilogramos y á un momento

$$\frac{7392 \times 60}{12} = 36960 \text{ cm.} \times \text{kg.}$$

La sección resistente, croquizada al lado, tiene módulo

$$\frac{I}{V} = \frac{7816}{16,4} = 477 \text{ cm.}^3$$

Resulta trabajo

$$\frac{36960}{477} = 77 \text{ kg.} \times \text{cm.}^2$$

#### H)—Estructura de hormigón armado y vigas.

**Hormigón armado.**—La composición del hormigón armado se detalla en el pliego de condiciones.

**Límites de trabajo.**—Se adoptan los establecidos en la circular francesa; kilogramos por centímetro cuadrado: el límite á compresión de 56 se rebaja en 25 por 100 por tratarse de esfuerzos variables, de modo que queda en 42; los límites á esfuerzo cortante, deslizamiento longitudinal, adherencia al metal y á la roca,  $0,10 \times 42 = 4,2$ ; para las armaduras de acero dulce, 50 por 100 del límite de elasticidad, que para los aceros dulces nacionales puede tomarse  $0,40 \times 3000 = 1200$ .

**Resistencia de las pilas entre vanos al empuje longitudinal ó en la dirección de la galería.**—Cuando las compuertas están cerradas y el pantano lleno, las pilas son como vigas verticales que aguantan el empuje resultante en el sentido longitudinal de la galería; deben, pues, estar en condiciones de transmitirle á la roca que constituye la solera y la bóveda del túnel.

El ancho de galería correspondiente á cada pila, y comprendiendo el tajamar de agua arriba, mide 330 centímetros, y el espesor mínimo de la pila, entre gárgaras, es de 138 centímetros; por tanto, en la parte inferior, donde la presión del agua alcanza á  $540,8 - 502,1 = 38,7$  metros, ó á 3,87 kilogramos por centímetro cuadrado, la sección de la pila sufre compresión máxima de

$$\frac{3,87 \times 330}{138} = 9,3 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Desde una altura de 4,60 metros sobre la solera, hasta arriba, puede admitirse que la presión longitudinal se transmite directamente á la roca de la bóveda del túnel; pero, desde la solera hasta los 4,60 metros, la pila está como apoyada en su prolongación superior y en el fondo, á los que debe transmitir una presión total máxima de

$$\frac{1}{10} \left[ 540,8 - \left( 502,1 + \frac{4,60}{2} \right) \right] \times 460 \times 330 = 552552 \text{ kgs.}$$

Para transmitir este empuje colosal cuando las compuertas cerradas son las de agua abajo ó segundas, si prescindimos del trabajo del hormigón por tensión directa, no conviene contar con más elementos resistentes que el trozo de pila

que tiende á ser cortado, agua-abajo de la segunda compuerta, el cual ofrece en cada apoyo una superficie de corte

$$210 \times 260 + \frac{210 + 40}{2} \times 210 + \frac{4}{3} \times 20 \times 230 = 86983 \text{ cm}^2;$$

por tanto, el trabajo debido al esfuerzo cortante en los apoyos será

$$\frac{552552}{2 \times 86983} = 3,2 \text{ kgs} \times \text{cm}^2.$$

En el fondo, sin embargo, hay motivo para esperar que este esfuerzo sea mucho menor, puesto que el empuje correspondiente al trozo de pila que está agua-arriba de la compuerta, que por su ancho mínimo vale

$$\frac{552552}{2} \times \frac{138}{330} = 115473 \text{ kgs.}$$

se transmite directamente á la solera antes de la compuerta, quedando por transmitir al trozo posterior

$$\frac{552552}{2} - 115473 = 160803 \text{ kgs.}$$

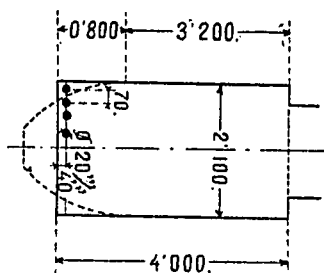
Estando constituida la solera por una capa de hormigón de espesor mínimo de 60 centímetros puede admitirse que, á medida que esta capa recibe la presión, la transmite, á su vez, por adherencia, á la roca del fondo; pero de todas suertes, para colocarnos en las condiciones más desfavorables, cabe suponer que la presión de 160803 kilogramos, existente desde la segunda compuerta hacia agua-abajo, tiende á desprender, lateralmente, la pila de la solera, según dos fajas de 60 centímetros de altura y 490 centímetros de largo, correspondientes al contorno lateral de la pila. El trabajo de adherencia en estas fajas será

$$\frac{160803}{2 \times 60 \times 490} = 2,7 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

A su vez, el hormigón de la solera transmite directamente á la roca del fondo la presión que recibe de la pila, mediante una adherencia que referida á la región más cargada, ó sea la trasera á la compuerta, será no más que

$$\frac{160803}{330 \times 470} = 1,04 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

**Flexión de la pila.**—Desde el punto de vista de la flexión, la pila puede considerarse como una viga de 460 centímetros de luz apoyada por sus extremos y sometida al empuje citado de 552552 kilogramos. La forma de la pila, redondeada



del lado de aguas abajo, complica extraordinariamente el cálculo; de modo que, para mayor sencillez, asimilaremos la sección real á la del adjunto croquis; considerando, para mayor seguridad, sólo la porción de pila que queda agua-abajo de compuertas exteriores ó segundas.

Para el armado del hormigón, que en rigor sigue el contorno del tajar de aguas abajo, se han adoptado barras de 20 milímetros de diámetro separadas entre sí á 7 centímetros, lo cual da una sección por metro de ancho de muro igual á

$$\frac{\pi \times 2^2}{4} \times \frac{100}{7} = 45 \text{ cm.}^2$$

y un perímetro de

$$\frac{\pi \times 2 \times 100}{7} = 90 \text{ cm.}$$

Sigamos la instrucción francesa, prescindiendo de la zona de hormigón expuesta á tensión.

**Determinación del eje neutro:** (ecuación 18 de la instrucción, que equivale á igualar á cero el momento de primer grado de la sección homogénea respecto de dicho eje).

$$0 = \frac{by_1^3}{2} + ms(y_1 - d) - ms'(h - d' - y_1)$$

en nuestro caso ( $s = 0$ ) queda

$$0 = \frac{100y_1^3}{2} - 10 \times 45(400 - 4 - y_1)$$

de donde  $y_1 = 55,4$  centímetros.

**Determinación de  $K$ :** (ecuación 19, que establece la igualdad entre el momento flexor y el de las fuerzas elásticas en la misma sección, respecto, por ejemplo, del paramento comprimido)

$$\frac{M}{K} = \frac{by_1^3}{6} + ms(y_1 - d)d - ms'(h - d' - y_1)(h - d')$$

aquí el momento es

$$M = \frac{552552}{2,10} \times \frac{4,6}{8} = 15129400 \text{ cm. kgs.}$$

y el segundo miembro de la expresión es ( $s = 0$ )

$$\frac{100 \times 55,4^3}{6} - 10 \times 45(400 - 4 - 55,4)(400 - 4) = -57862062$$

de donde

$$K = -\frac{15129400}{57862062} = -0,261.$$

**Compresión máxima del hormigón** (ecuación 20):

$$R_b = K y_1 = 0,261 \times 55,4 = 14,46 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

**Tensión máxima en la armadura** (ecuación 21):

$$R'_a = m K (h - d' - y_1) = 10 \times 0,261 \times (400 - 4 - 55,4) = 889 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

**Trabajo máximo de adherencia** (véase nota I al pie):

$$R_f = \frac{\text{esfuerzo cortante}}{\text{perímetro} \times \text{brazo del par elástico}};$$

**NOTA I.** Trabajo de adherencia entre el metal y el hormigón en una viga armada.—Consideremos la viga armada representada en la figura adjunta, y aislemos, idealmente, el trozo de armadura definido por las abscisas  $x$  y  $x + dx$ , sustituyendo, al efecto, el resto de la armadura por las fuerzas  $T'$  y  $T''$  y el hormigón circundante por la adherencia superficial del trozo de armadura.

Pues bien, la fuerza  $T'$  es el cociente  $\frac{\text{Momento flexor en } x}{\text{Brazo del par elástico en } x}$ ; de modo que la diferencia  $T'' - T'$ , si la viga es de sección uniforme, es decir, de brazo constante, resulta  $\frac{dM}{Brazo}$ . En cuanto á la adherencia de las barras

tomando los valores por metro de ancho de pila, tenemos

$$\text{esfuerzo cortante} = \frac{552552}{2 \times 2,10} = 131560 \text{ kgs.};$$

el brazo del par elástico vale

$$400 - 4 - 55,4 + \frac{2}{3} \times 55,4 = 377,5 \text{ cm.};$$

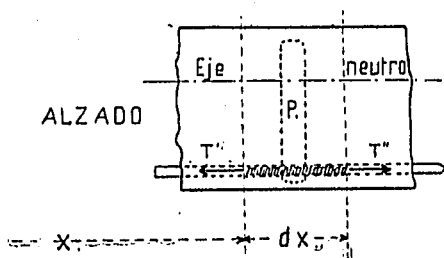
y, por tanto,

$$R_f = \frac{131560}{90 \times 377,5} = 3,9 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Trabajo máximo de deslizamiento y corte del hormigón (véase nota II al pie): alcanzan su máximo en la sección de empotramiento, y valen

$$R_t = \frac{\text{esfuerzo cortante}}{\text{ancho de la viga} \times \text{brazo del par elástico}} \\ = \frac{131560}{100 \times 377,5} = 3,5 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

con el hormigón, si se llama  $R_f$  la adherencia por unidad superficial y  $p$ , es el perímetro de la armadura, la adherencia total será  $R_f \cdot p \cdot dx$ .

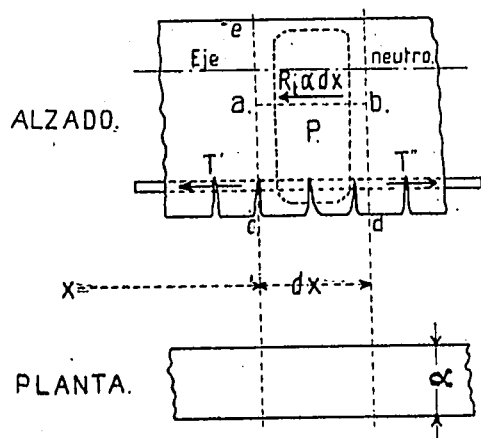


Luego  $R_f p dx = \frac{dM}{B}$ ; de donde  $R_f = \frac{1}{pB} \cdot \frac{dM}{dx}$ ; y como la derivada del momento flexor es el esfuerzo cortante, resulta: trabajo de adherencia

$$R_f = \frac{\text{Esfuerzo cortante}}{(\text{Perímetro de la armadura}) \times (\text{Brazo del par elástico})}$$

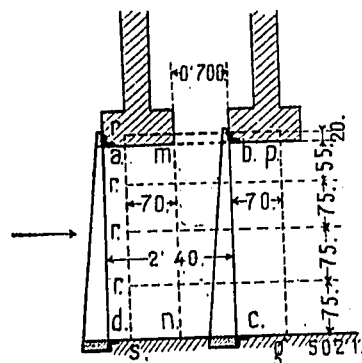
**Observación.**—Si en la sección  $x$  que se considere existe alguna pieza transversal  $P$ , sólidamente unida a la armadura, roblonada por ejemplo, intervendrá en el equilibrio la resistencia  $\rho$  de ese enlace ó de la pieza  $P$  a la tranchadura. Entonces, en lugar de  $dx$ , se tomará la diferencia finita de abscisa que comprenda la pieza  $P$ , y la ecuación de equilibrio se convierte en  $R_f p \Delta x = T'' - T' - \rho$ ; de donde  $R_f = \frac{\Delta T - \rho}{p \Delta x}$ . Pero, en general, no se pueden tomar como enlaces eficaces desde este punto de vista los usuales en las piezas transversales de las vigas armadas.

**NOTA II.** Trabajo de deslizamiento del hormigón sobre sí mismo (según  $ab$ , figura adjunta) y trabajo de corte del hormigón (según  $ce$ ). Consideremos el trozo de viga de longitud  $dx$  y dentro de este trozo el  $abcd$



limitado por la sección cualquiera  $ab$ , en la región estirada. Aislemos este trozo, aplicándole las fuerzas procedentes. En las caras  $ca$  y  $db$  sólo hay los esfuerzos  $T'$  y  $T''$  del resto de la armadura, puesto que convenimos

**Resistencia de las pilas entre vanos al empuje transversal a la galería.**—Estudiemos la parte de pila comprendida entre las compuertas primeras y segundas estando á presión la cámara de un lado y vacía la cámara del otro lado. En el resto de la pila, tanto agua-arriba como agua-abajo, no existirá nunca tal desequilibrio, de modo que no necesita reforzarse desde este punto de vista.



Por consiguiente, la parte  $abcd$  del adjunto croquis, comprendida entre las compuertas, sólo podrá considerarse para los efectos del cálculo como apoyada por los lados  $ab$  y  $cd$ . Pero como en la parte superior, el trozo  $mb$  corresponde á la abertura de paso de las compuertas segundas, y, por lo tanto, no puede ofrecer apoyo, es necesario llevar el empuje que el agua ejerce sobre el rectángulo  $mbcn$  á los rectángulos laterales  $bpcg$  y  $rmns$ ; armando éstos debidamente en sentido vertical y de manera que el más cargado, el  $rmns$ , resista, en buenas condiciones, no solamente la presión directa que le corresponde, sino, además, la transmitida por las vigas que lo enlazan con  $mbcn$ .

**Vigas que enlazan  $mbcn$  con los lados.**—Estas vigas, cuyos ejes  $r$  se ven de canto en la figura, son de celosía, tal como indica el croquis del margen, y la más cargada de todas, que es la inferior, debe transmitir á las porciones de pila que le sirven de apoyo, una presión total cuyo valor será

$$\left( \frac{540,8 - 502,85}{10} \right) \times 70 \times 75 = 19924 \text{ kgs.}$$

El apoyo se extiende por cada lado á 70 centímetros y la resultante de las reacciones del muro puede suponerse que

(instrucción francesa) que el hormigón es como no existente en la región estirada, mejor dicho, como si inicialmente existieran las fisuras croquizadas. Pero en la cara  $ab$ , aunque dentro de la zona estirada no puede admitirse grieta según  $ab$ , porque equivaldría á suponer la viga seccionada ó descompuesta en dos vigas superpuestas; es decir, que hemos de componer la pieza de suerte que haya *continuidad material* en  $ab$ , traducida por un cierto esfuerzo tangencial, que valdrá  $R_t dx$ , y que precisamente se determinará por la ecuación de equilibrio  $R_t dx = T'' - T'$ ; y como la fuerza  $T$  es el cociente  $\frac{\text{Momento flexor}}{\text{Brazo del par elástico}}$ , resulta  $R_t dx = \frac{dM}{B}$ , de donde  $R_t = \frac{1}{B} \cdot \frac{dM}{dx}$ ; y teniendo en cuenta que la derivada del momento flexor es el esfuerzo cortante, tendremos: trabajo unitario de deslizamiento según  $ab$  ó idem al corte según  $ce$ , que son de igual valor en el punto (teoría general de la elasticidad):

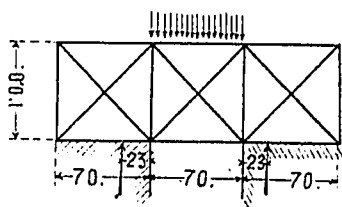
$$R_t = \frac{\text{Esfuerzo cortante}}{(\text{Ancho de la viga}) \times (\text{Brazo del par elástico})}$$

Este esfuerzo es constante desde la armadura hasta la fibra neutra; del otro lado de la fibra neutra disminuye, pues en la ecuación del equilibrio intervendrían las compresiones del hormigón.

**Observación.** Si hay armadura transversal  $P$ , que resista eficazmente al deslizamiento según  $ab$ , debe tenerse en cuenta, como se dijo al tratar de la adherencia.

actúa a  $\frac{1}{3}$  de la longitud de cada apoyo, ó sea á 23 centímetros del borde, por lo tanto, el momento máximo de flexión que la viga experimentará valdrá

$$\frac{19924}{2} (23 + 35 - 17,5) = 403461 \text{ kg. cm.}$$



La altura entre centros de gravedad de las cabezas es igual á 95 centímetros; por lo tanto, cada cabeza sufrirá un esfuerzo de

$$\frac{403461}{95} = 4247 \text{ kgs.}$$

Formando cada cabeza con dos escuadras de 60 por 60 por 8, cuya área neta es de 15,20 cm.<sup>2</sup>, trabajarán á

$$\frac{4247}{15,2} = 289 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Dado el punto de aplicación de la resultante, el esfuerzo que pueden sufrir las diagonales más cargadas, que son las de los recuadros extremos, valdrá para cada diagonal

$$\frac{19924}{2 \times 2 \times 3} \times \frac{\sqrt{70^2 + 95^2}}{95} = 2062 \text{ kgs.}$$

La sección de la diagonal es la de un hierro plano de 5,0 x 1,2 con un área neta de 3,96 centímetros cuadrados trabajando á

$$\frac{2062}{3,96} = 521 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

La unión de las diagonales con las cabezas se efectuará con un roblón de 1,7 centímetros de diámetro trabajando á doble cortadura y, por lo tanto, á un coeficiente de

$$\frac{2062}{2 \times \pi \times \frac{1,7^2}{4}} = 454 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Finalmente, la presión transmitida por las cabezas al hormigón del muro tendrá, según la teoría de distribución de presiones, un valor máximo en el borde del apoyo igual á

$$\frac{2 \times 19924}{2 \times 12 \times 70} = 24 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

valor aceptable, pero que se reduciría por la adherencia del resto de la viga con el hormigón.

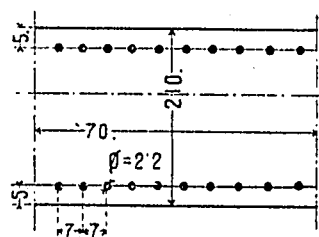
**Trozo de pila r m n s.**—Según hemos dicho antes, esta faja deberá soportar la presión que sufre directamente y la transmitida por las vigas que sostienen la faja *m b c n*, ó sea la presión equivalente á un ancho de  $70 + \frac{70}{2} = 105$  centímetros; por tanto, la carga total sobre dicha faja valdrá:

$$\frac{540,8 - 503,50}{10} \times 105 \times 280 = 109662 \text{ kgs.}$$

Considerando el trozo como semiempotrado en *r m y n s*, el momento de flexión que sufrirá valdrá

$$M = \frac{1}{10} 109662 \times 280 = 3070536 \text{ kgs. cm.}$$

La sección resistente del muro es la que indica el croquis del margen, armada con dos filas de barras de 2,2 centímetros de diámetro, espaciadas á 7 centímetros entre centros



lo cual da, en el ancho de 70 centímetros que consideramos una sección de acero de

$$\frac{70}{7} \times \frac{\pi \times 2,2^2}{4} = 38 \text{ cm.}^2$$

y un perímetro de

$$\frac{70}{7} \times \pi \times 2,2^2 = 69 \text{ cm.}$$

Hallemos los máximos trabajos, siguiendo el método detallado en el párrafo *Flexión de la pila*.

Determinación del eje neutro:

$$\frac{70 \times y_1^2}{2} + 10 \times 38 (y_1 - 5) - 10 \times 38 (210 - y_1 - 5) = 0$$

de donde

$$y_1 = 38,1 \text{ cm.}$$

Determinación del valor de *K*:

$$\frac{M}{K} = \frac{70 \times 38,1^2}{6} + 10 \times 38 (38,1 - 5) 5 - 10 \times 38 (210 - 38,1 - 5) (210 - 5) = -12293450$$

de donde

$$K = - \frac{3070536}{-12293450} = -0,249.$$

Compresión máxima del hormigón:

$$R_b = K y_1 = 0,249 \times 38,1 = 9,49 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Compresión máxima en la armadura:

$$R_a = 10 \times 0,249 (38,1 - 5) = 82,4 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Tracción máxima en la armadura:

$$R'_a = 10 \times 0,249 (210 - 38,1 - 5) = 415,6 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

Adherencia. Deduzcamos:

esfuerzo cortante máximo

$$= \frac{109662}{2} = 54831 \text{ kgs.};$$

brazo del par elástico

$$= 210 - 38,1 - 5 + \frac{\frac{1}{3} \times 38,1^2 \times 9,49 + \frac{38}{70} \times 82,4 \times 33,1}{\frac{1}{2} \times 38,1 \times 9,49 + \frac{38}{70} \times 82,4} = 193,8 \text{ cm.};$$

resulta trabajo de adherencia

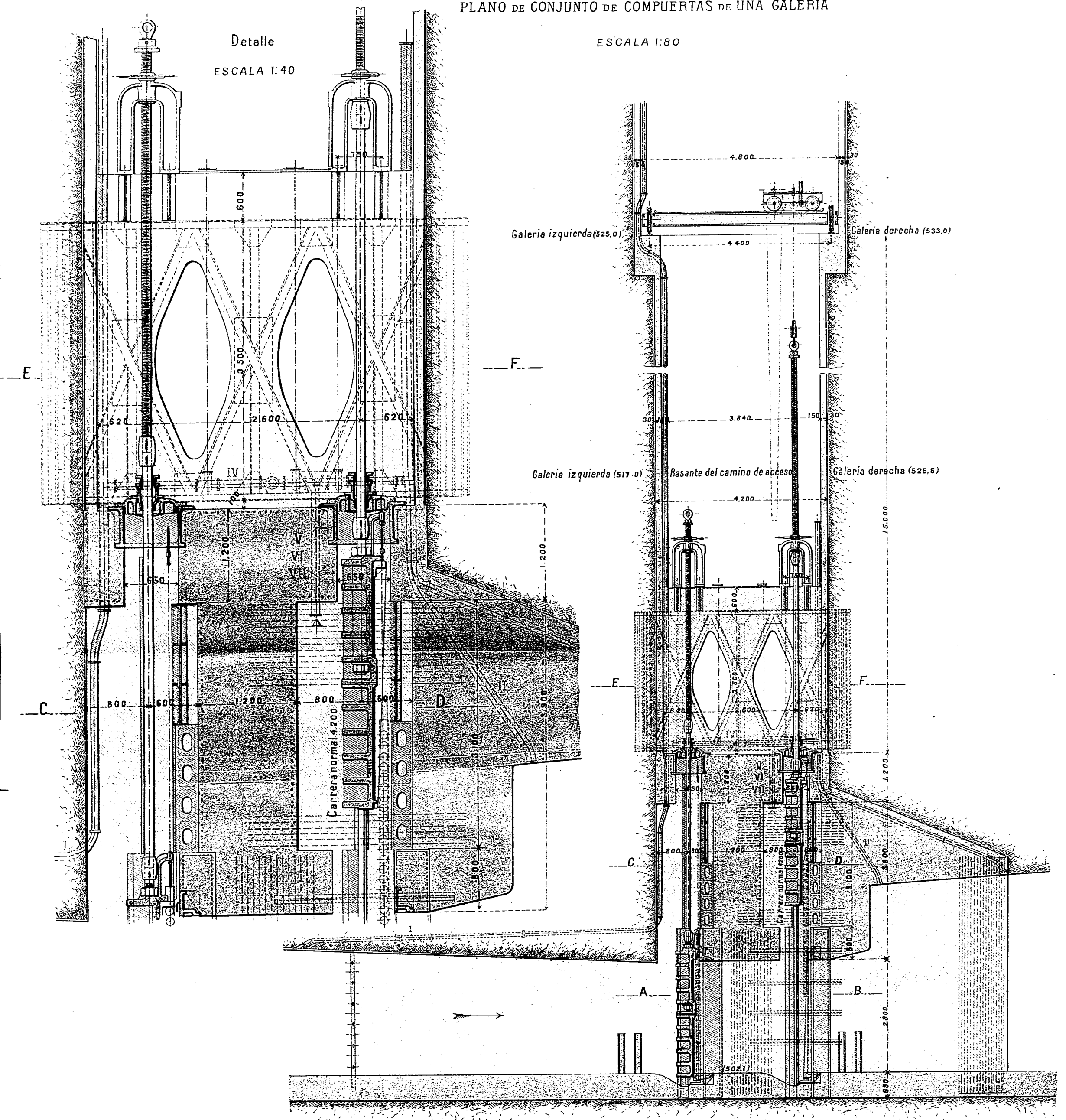
$$= \frac{54831}{69 \times 193,8} = 4,10 \text{ kgs.} \times \text{cm.}^2$$

### PLANO DE CONJUNTO DE COMPUERTAS DE UNA GALERIA

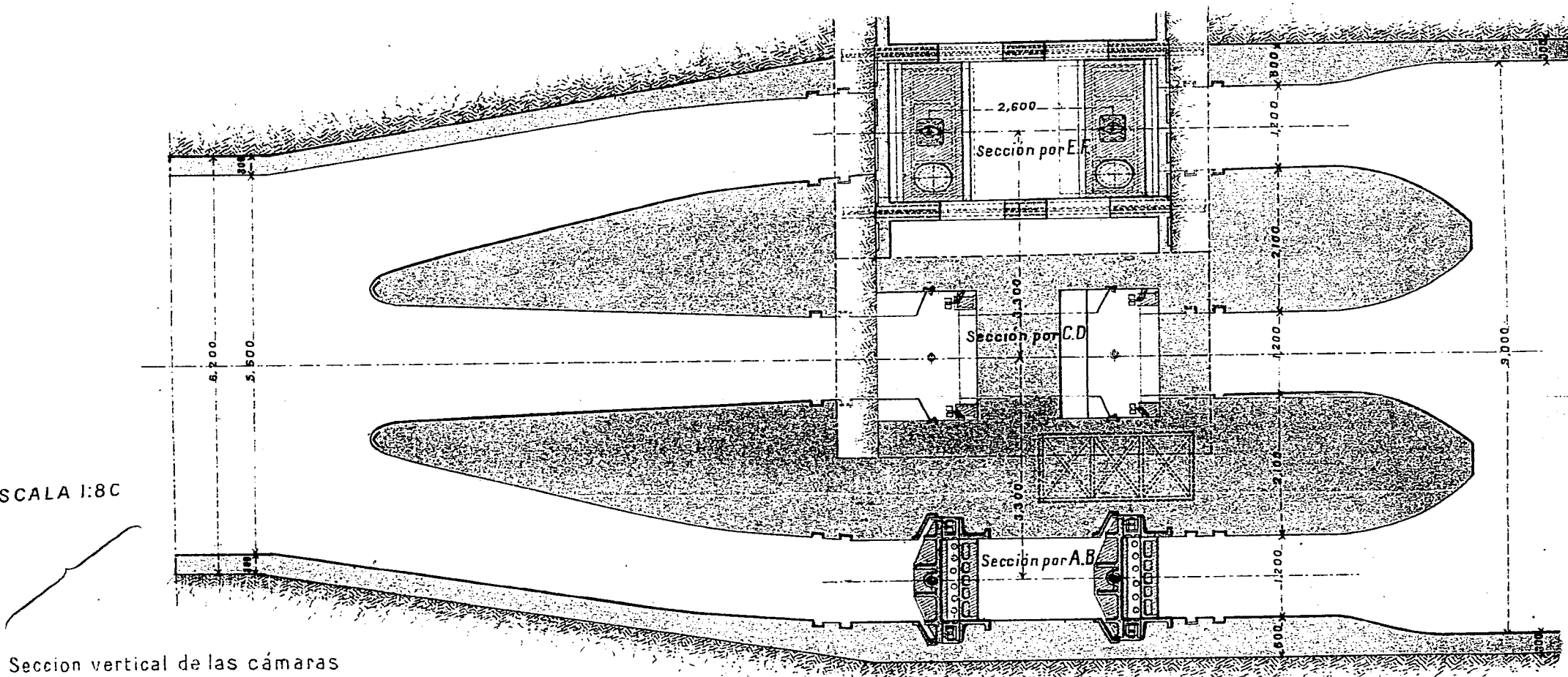
ESCALA 1:80

## Detalle

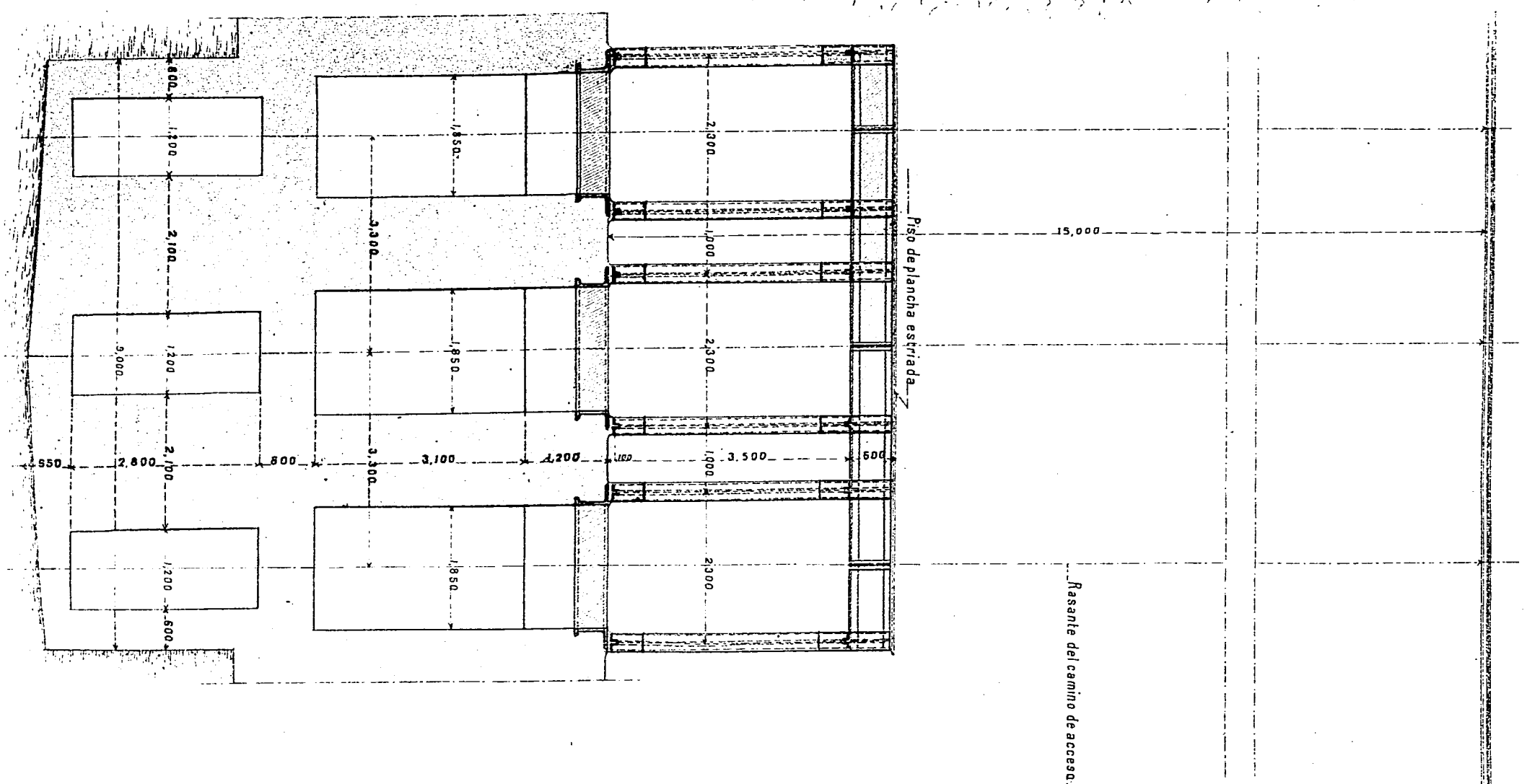
ESCALA 1:40



ESCALA 1:8C



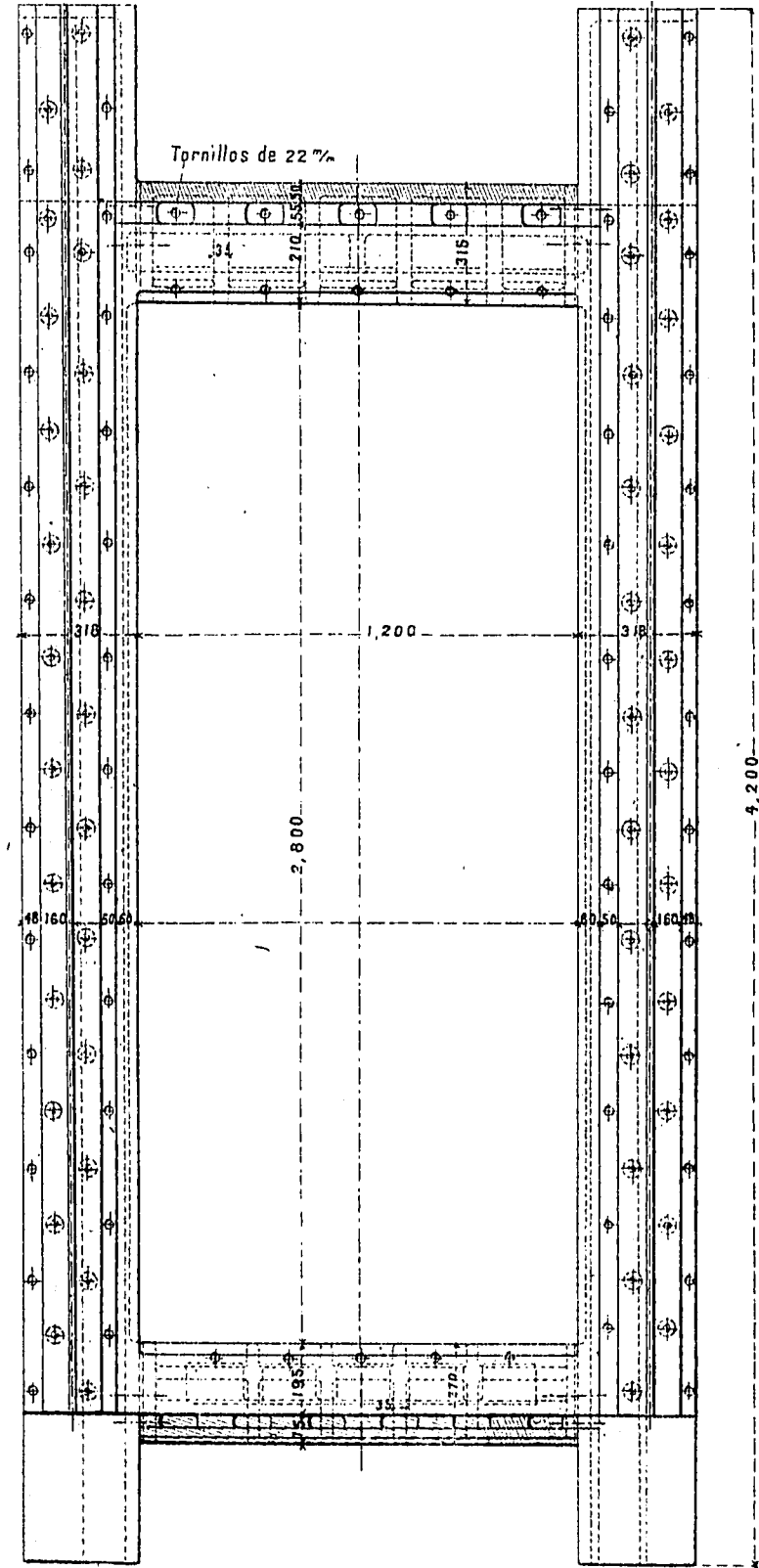
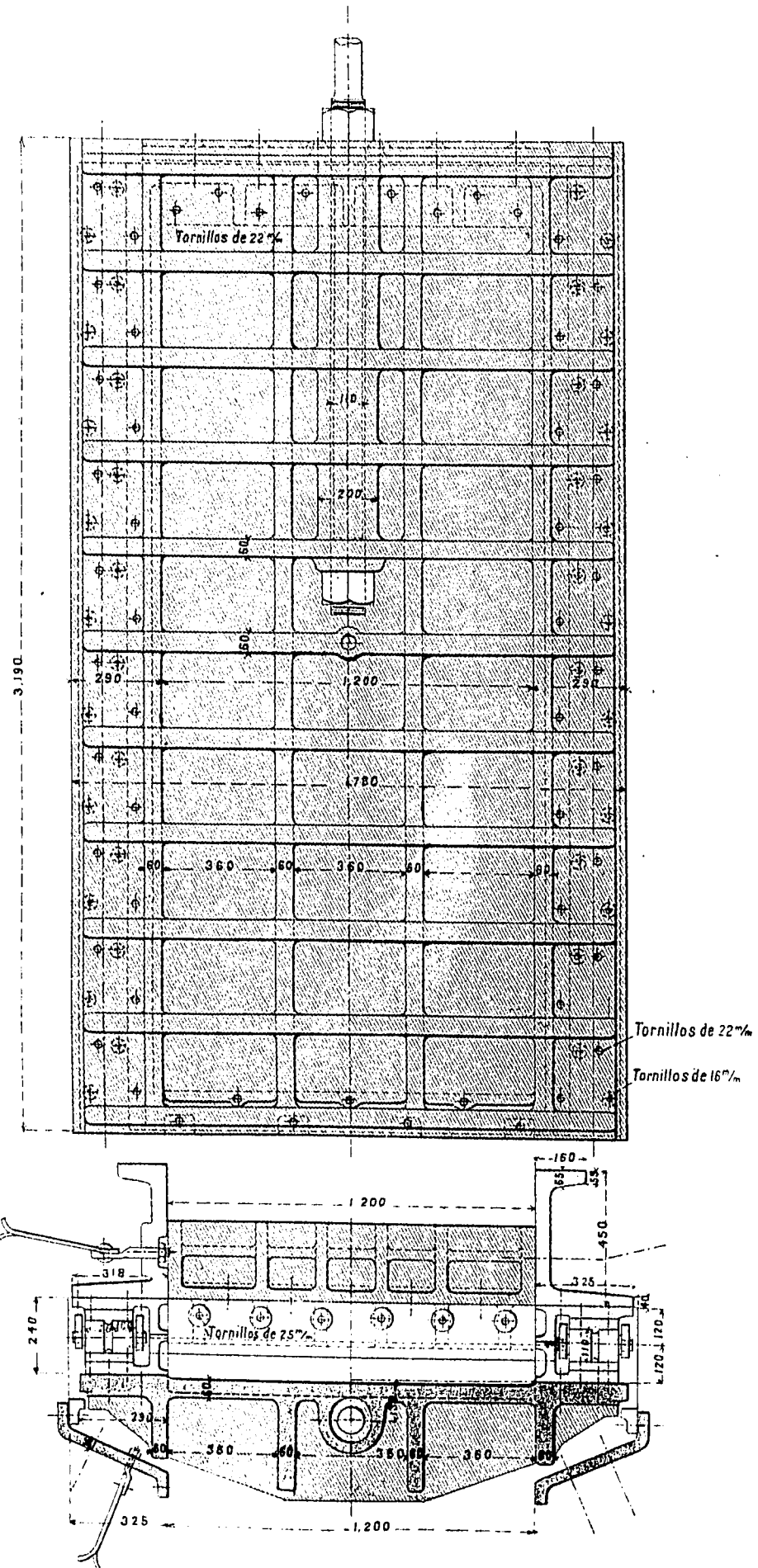
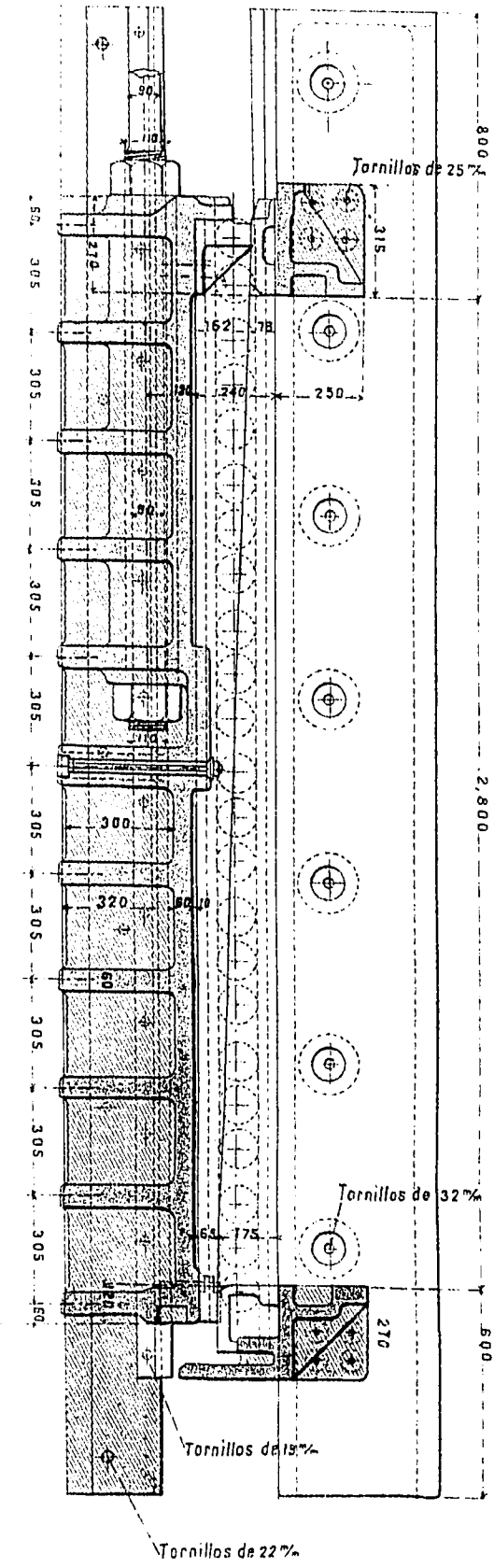
### Seccion vertical de las cámaras



COMPUERTA VERTICAL, GUARNICIONES, GUIAS Y RODILLOS

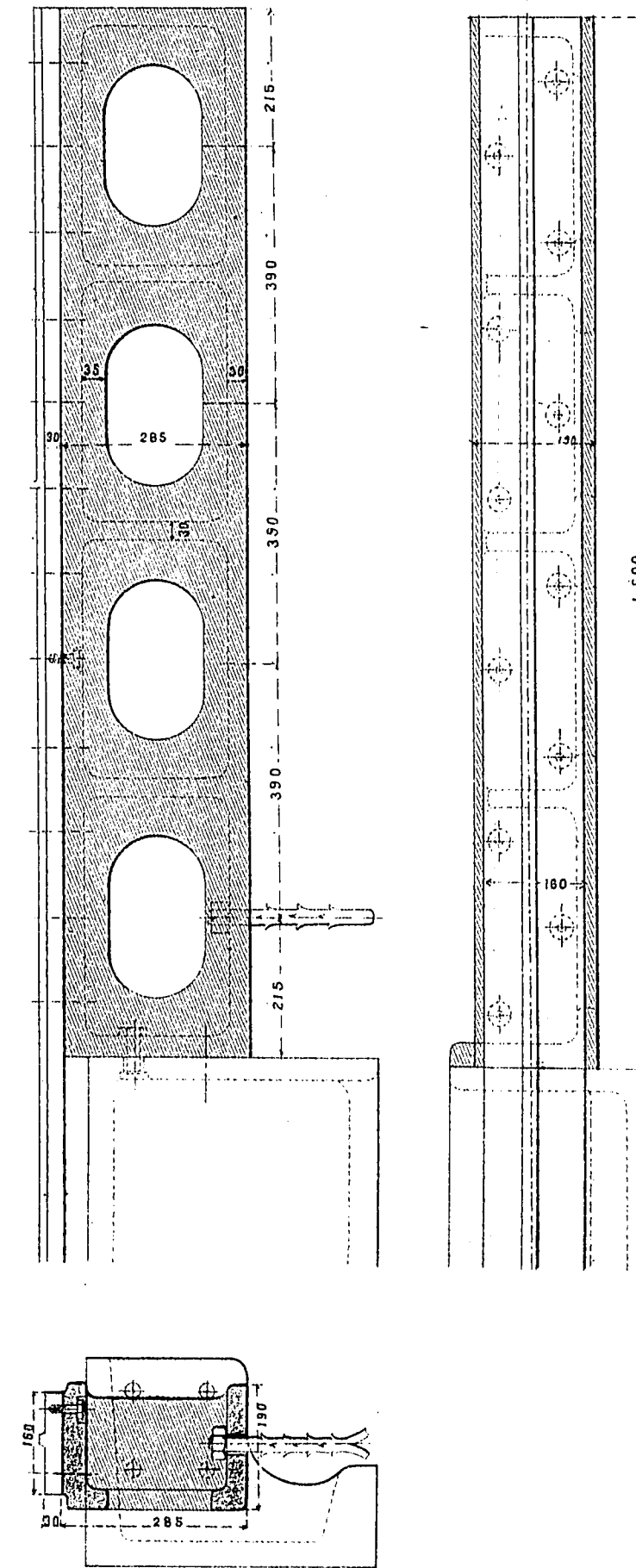
Compuerta y guarnición

ESCALA 1:20



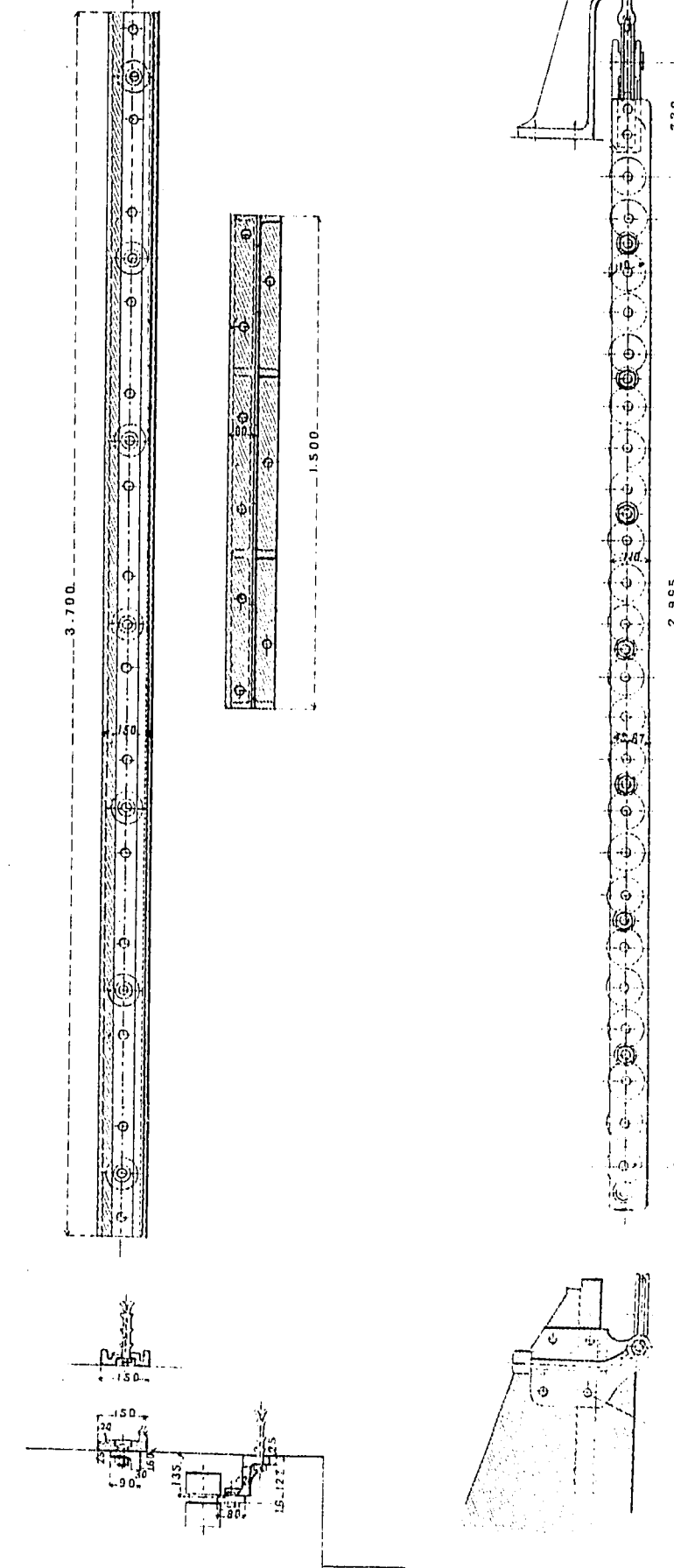
### Prolongación de las jambas

ESCALA 1:10

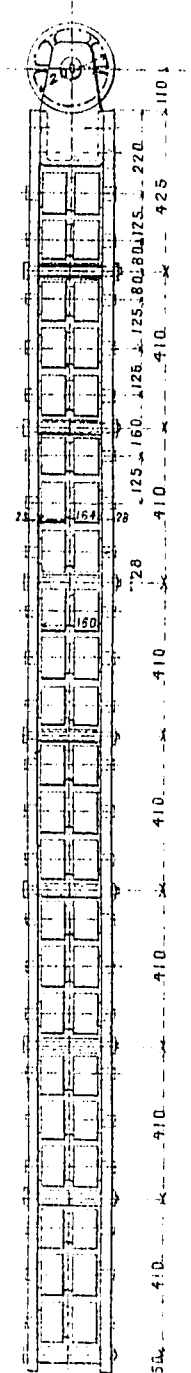


## Prolongación de las guías

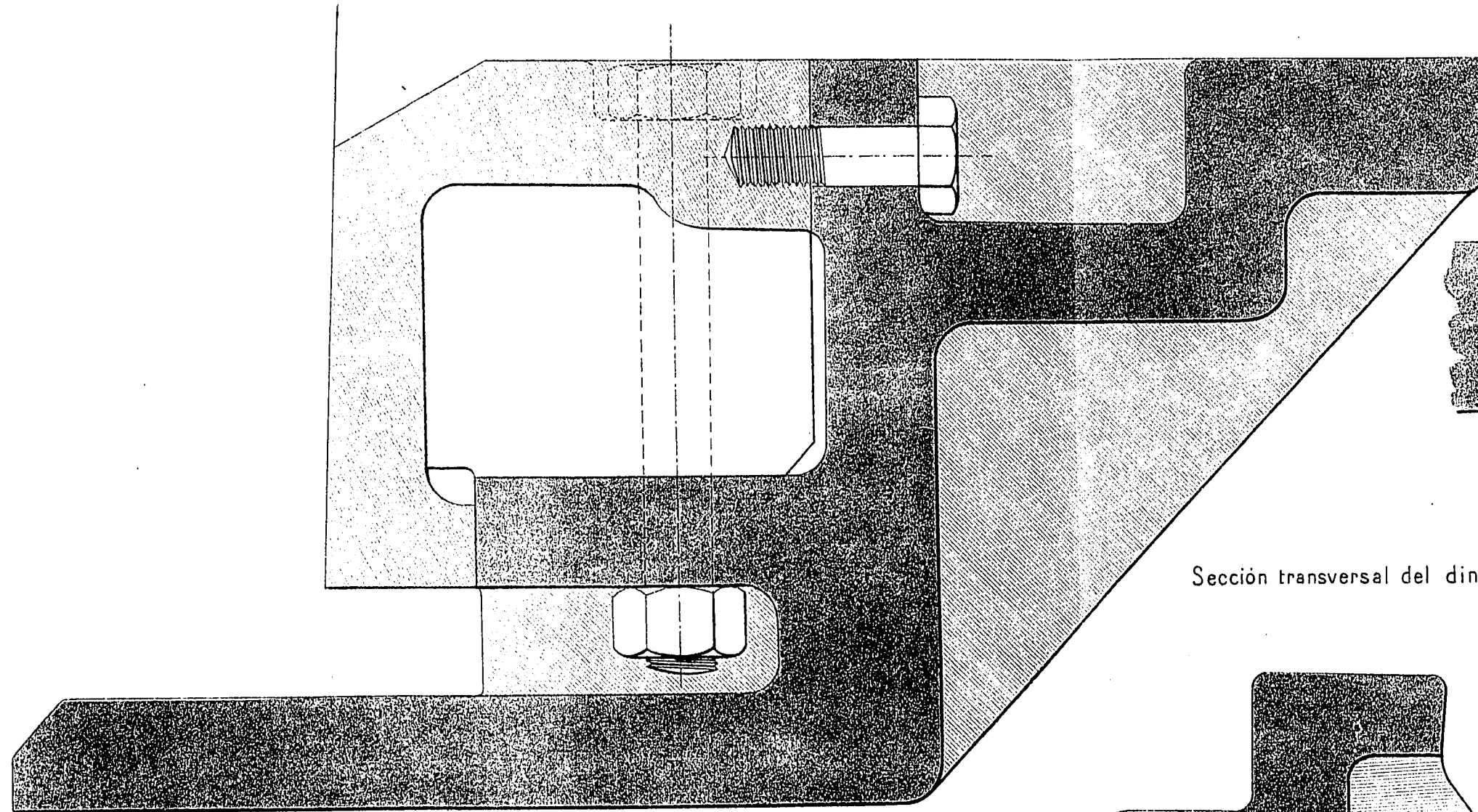
ESCALA 1:20



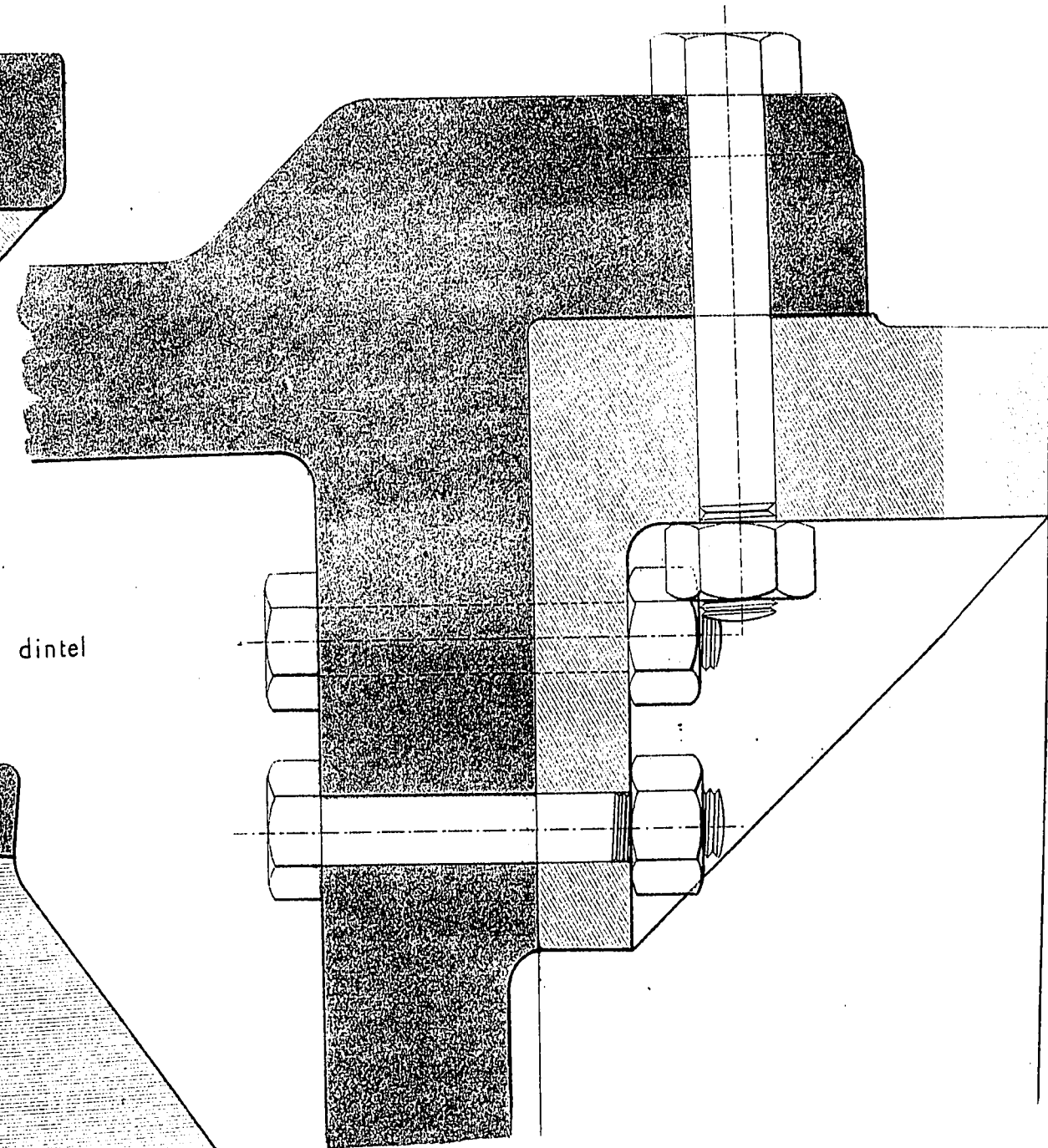
Cadena de rodillos



Sección transversal del umbral

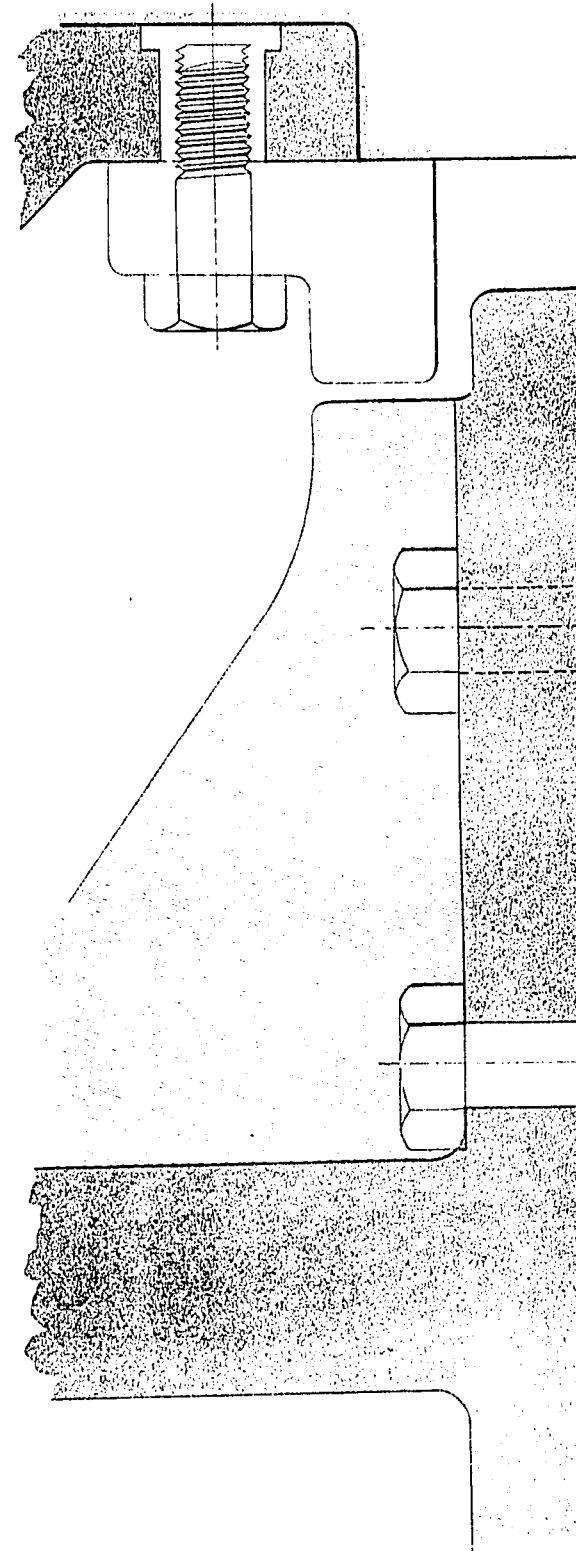


Detalle del borde superior de la compuerta

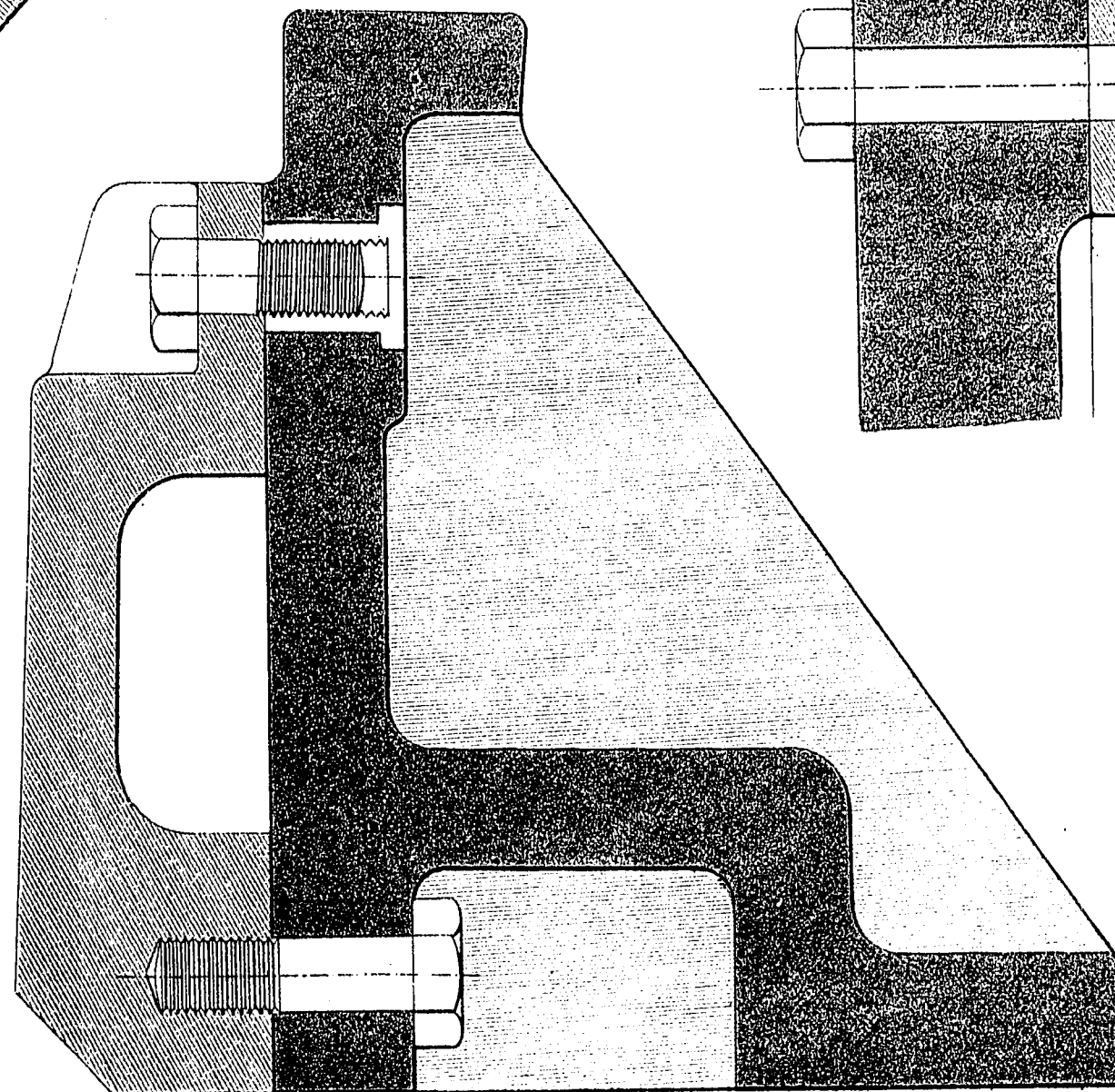


ESCALA 1:2

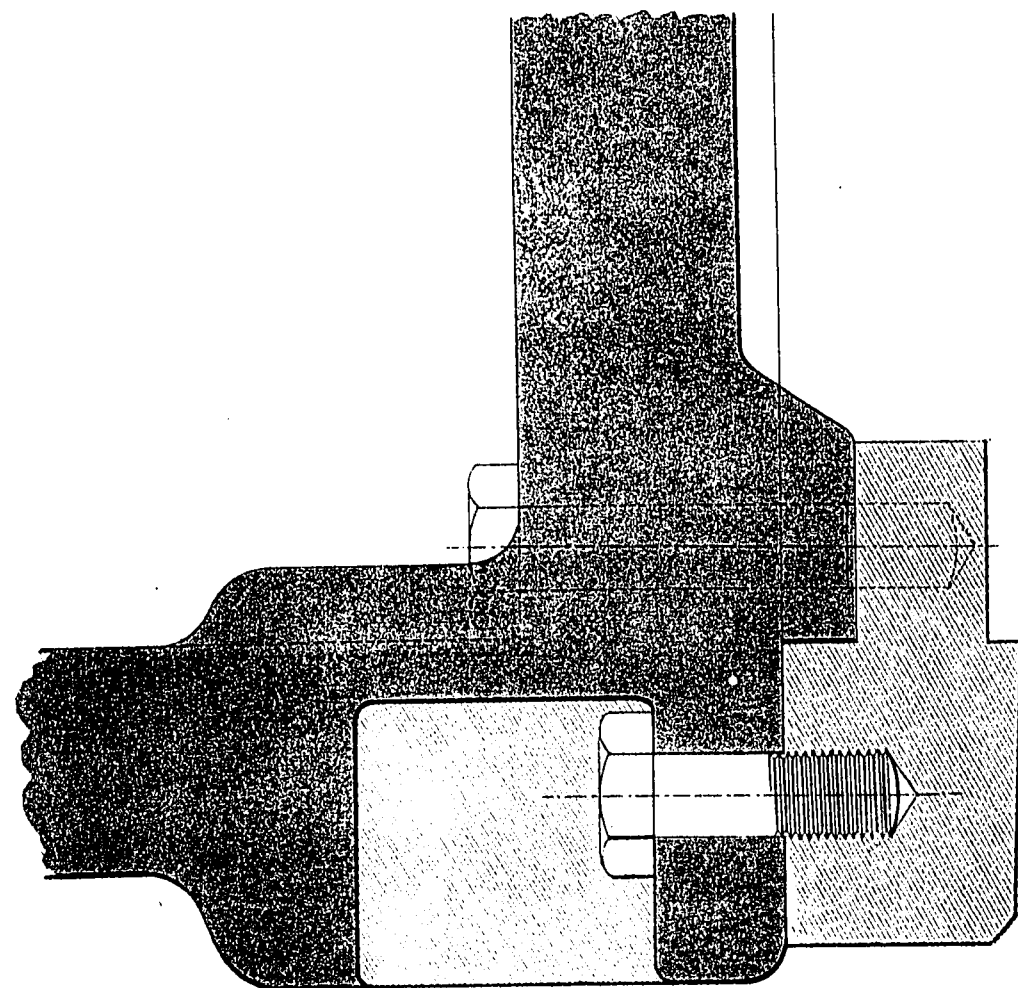
Sección horizo



Sección transversal del dintel



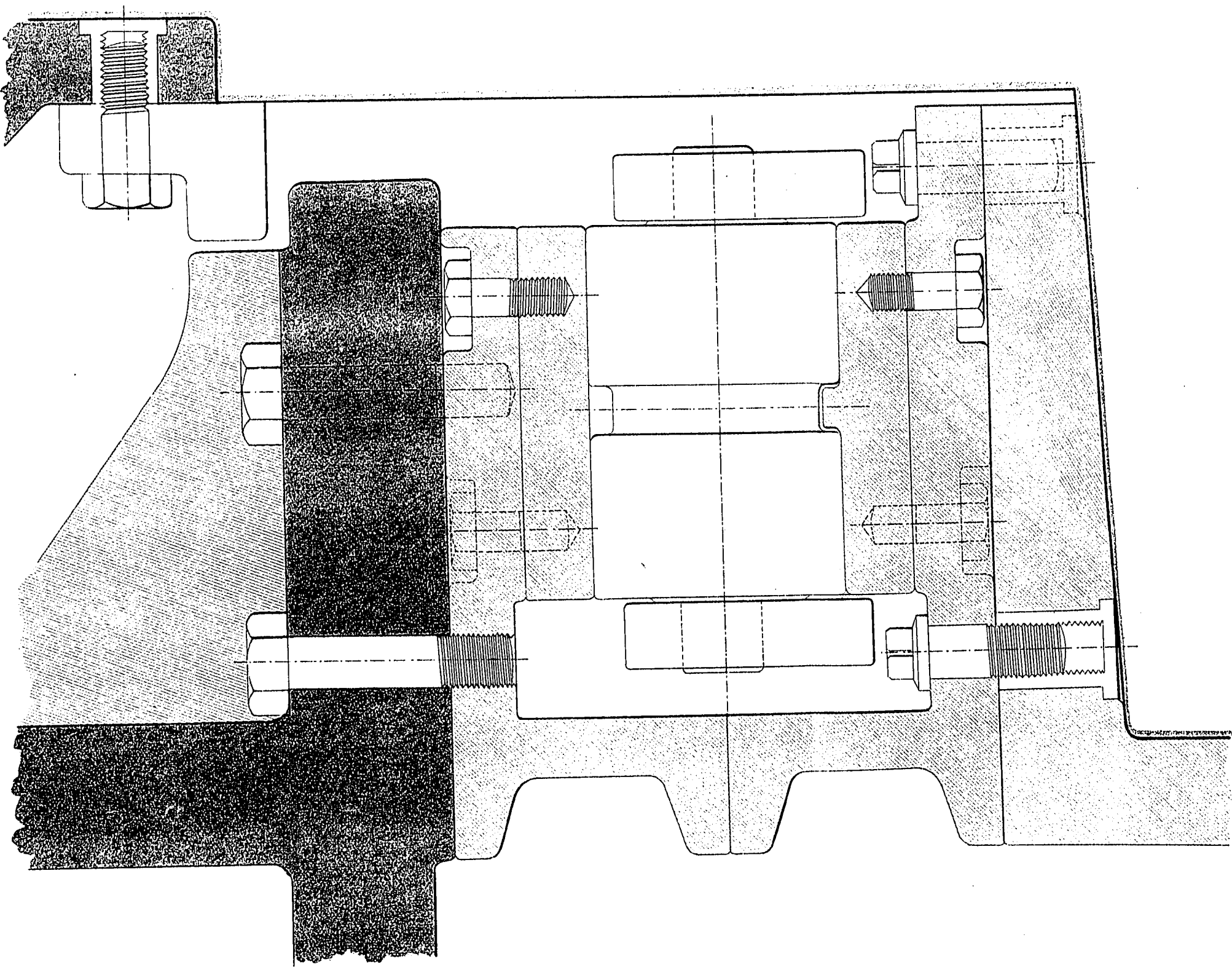
Detalle del borde inferior de la compuerta



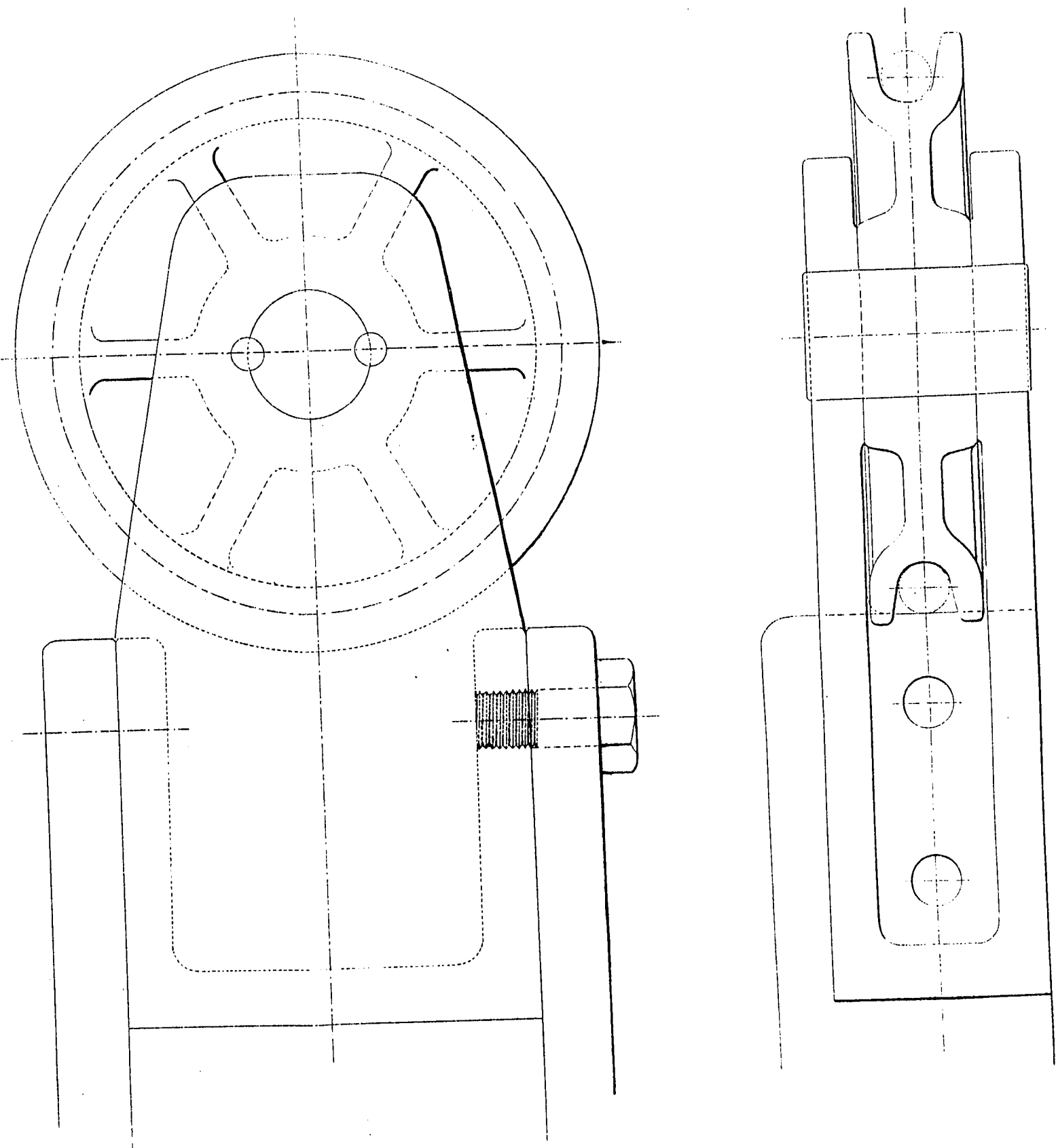
DETALLES DE COMPUERTA VERTICAL

ESCALA 1:2

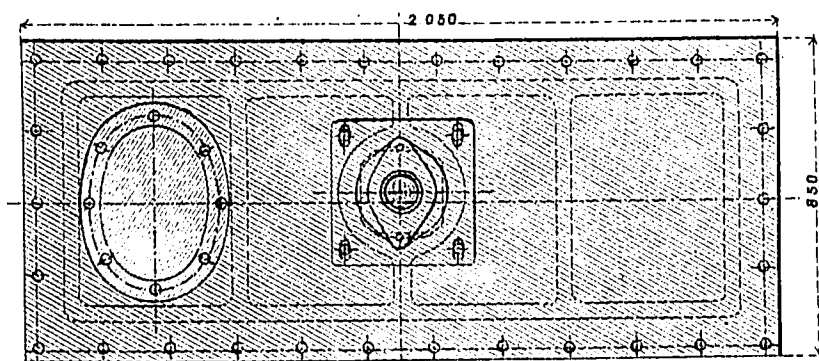
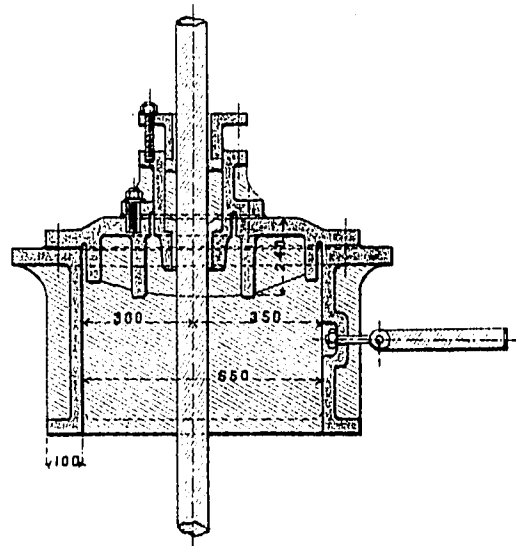
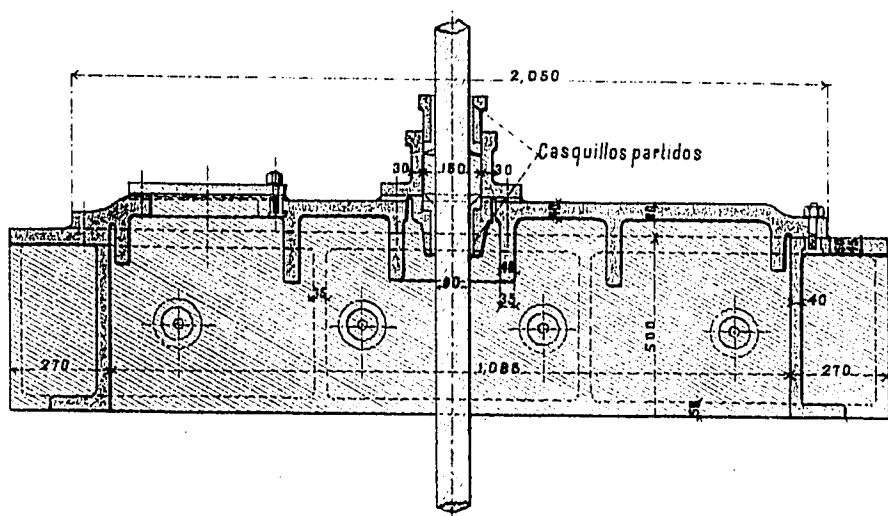
Sección horizontal de la compuerta con rodillos y placas



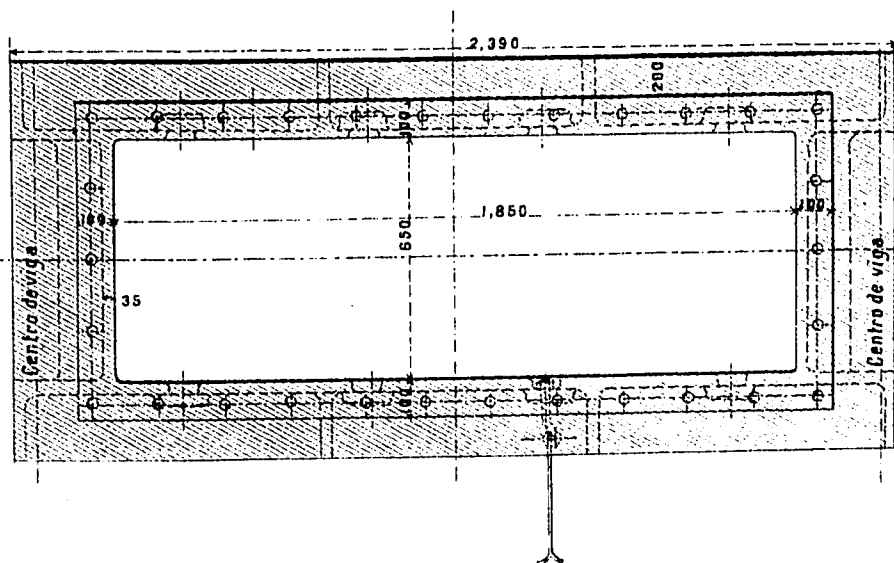
Polea de suspensión de los rodillos.



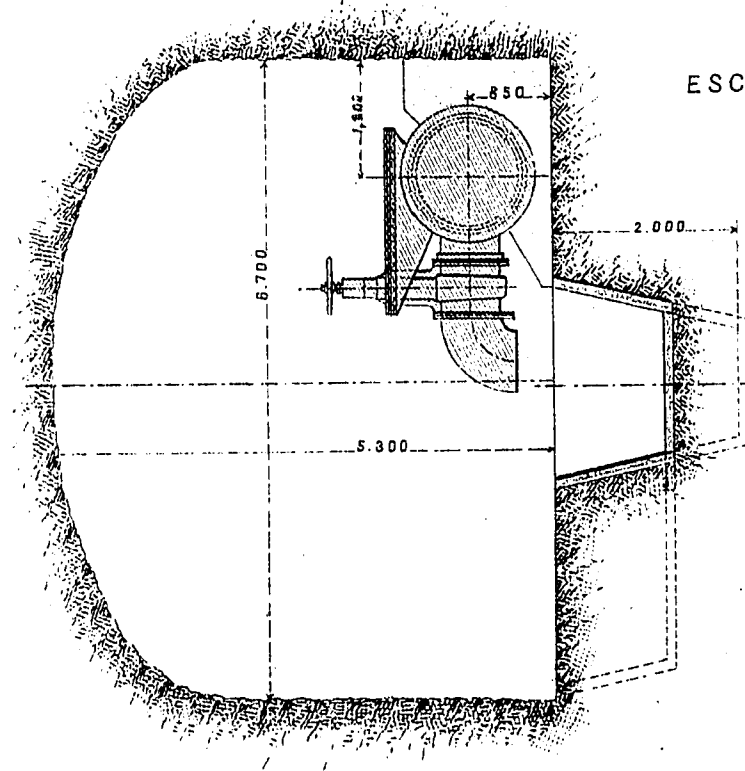
# COMPUERTA HORIZONTAL Y GUARNICIONES



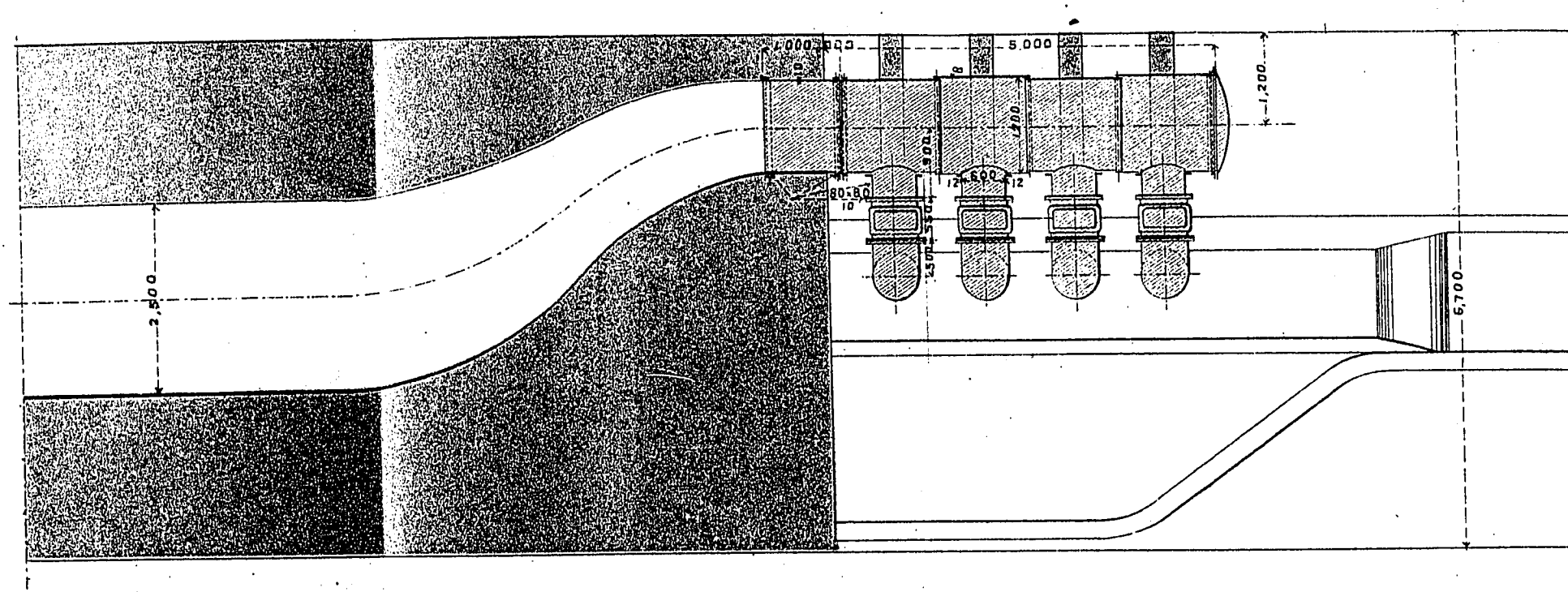
ESCALA 1:20



Disposición general de la toma

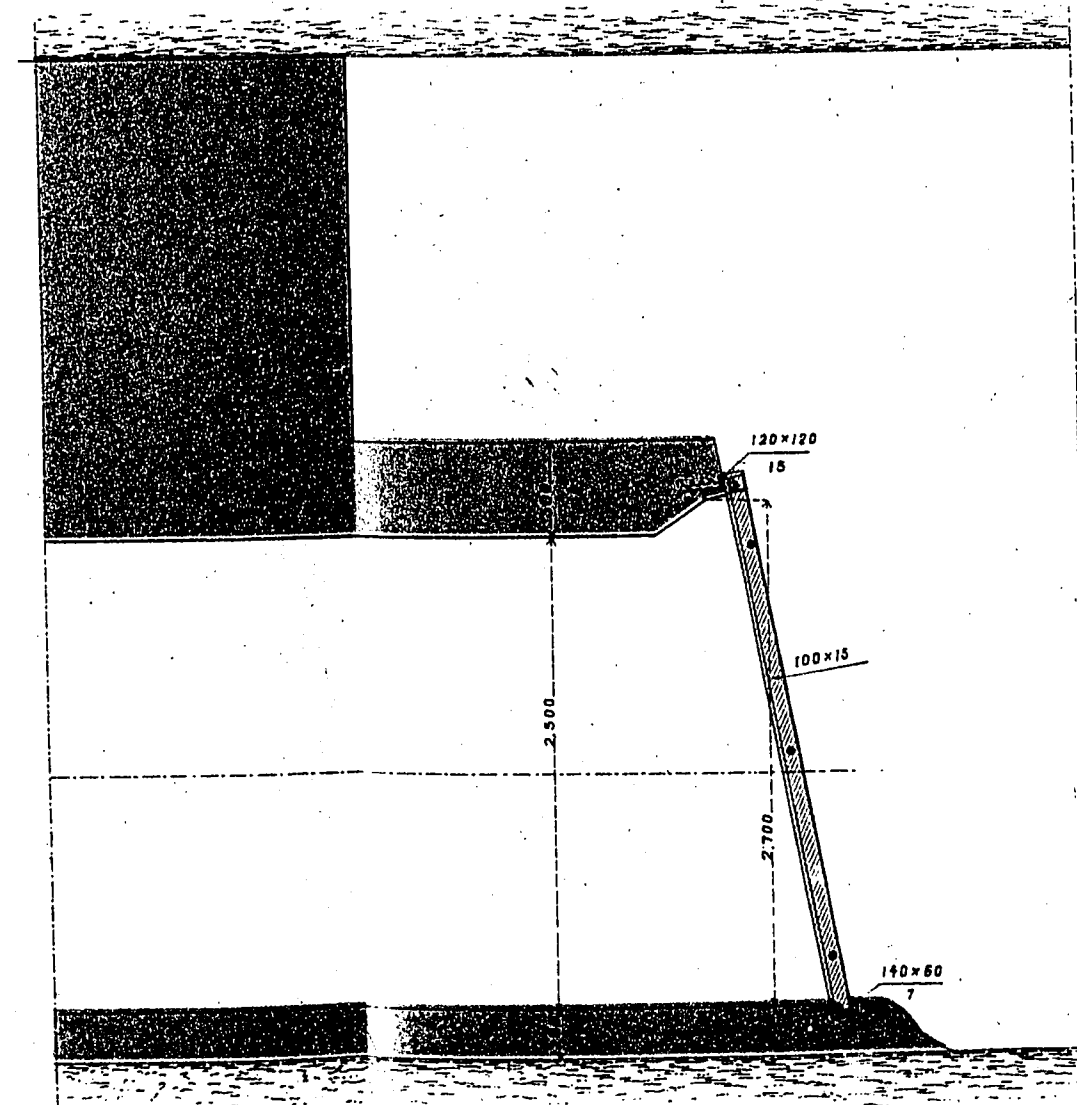
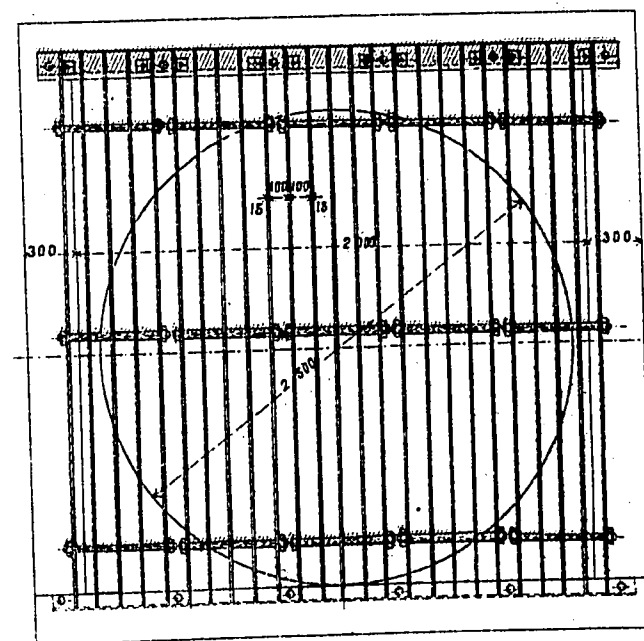


ESCALA 1:80.



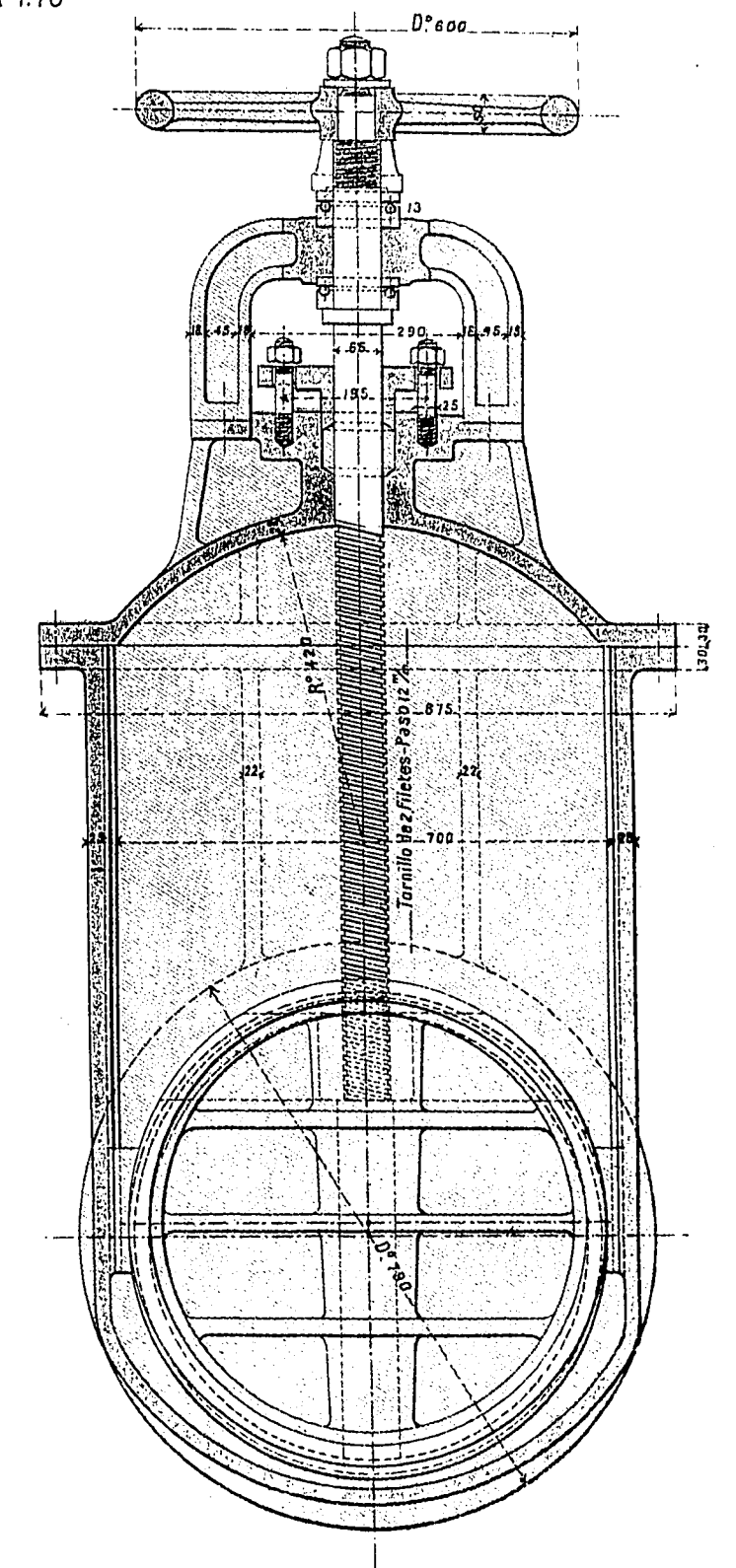
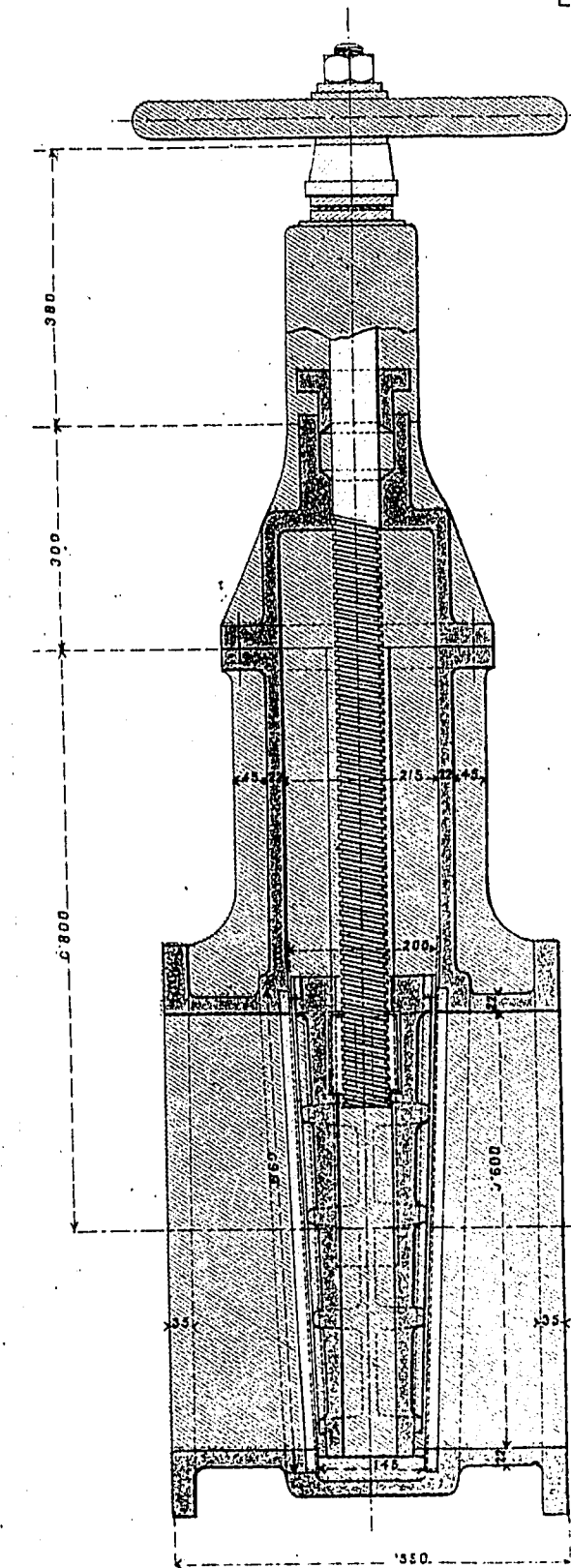
Rejilla

ESCALA 1:40



Valvula de 0.600 diametro

ESCALA 1:10



**Resistencia de los muros divisorios de las cámaras de compuertas.**—**Muros transversales:** Estos muros son partes de uno continuo situado encima del dintel de las compuertas; tienen espesor de 120 centímetros y luz máxima de 185 centímetros.

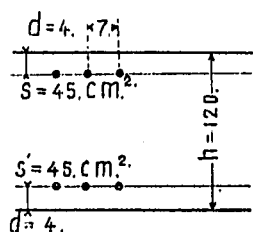
La presión máxima que pueden experimentar corresponden de al nivel de agua en el pantano á la cota 540,8, y como la parte más baja de dichos muros con espesor de 120 cm. está á la cota de 505,7, resulta presión de

$$540,8 - 505,7 = 35,1 \text{ metros, ó } 3,51 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

Estos muros se encuentran enlazados con los muros longitudinales, y como el armado de los primeros pasa al través de los segundos, podemos considerarlos como semiempotrados y adoptar como momento de flexión máximo en un ancho de 100 centímetros.

$$M = \frac{1}{10} \times 100 \times 3,51 \times 185^2 = 1201297 \text{ kgs. cm.}$$

La sección adoptada es la del adjunto croquis, ó sea la de una viga de hormigón armada con barras de 20 milíme-



tros de diámetro, espaciadas á 7 centímetros, lo cual da, para ancho de 100 centímetros, sección

$$\frac{\pi \times 2^2}{4} \times \frac{100}{7} = 45 \text{ cm.}$$

y perímetro

$$\frac{\pi \times 2 \times 100}{7} = 90 \text{ cm.}$$

Para hallar los trabajos máximos sigamos el método detallado en el párrafo *Flexión de la pila*.

**Determinación del eje neutro:**

$$0 = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 10 \times 45 (y_1 - 4) - 10 \times 45 (120 - 4 - y_1)$$

de donde

$$y_1 = 25,1 \text{ centímetros.}$$

**Determinación de K:**

$$\frac{1201297}{K} = \frac{100 \times 25,1^3}{6} + 10 \times 45 (25,1 - 4) 4 - 10 \times 45 (120 - 4 - 25,1) (120 - 4) = -4443446,$$

de donde

$$K = -\frac{1201297}{4443446} = -0,270.$$

**Compresión máxima del hormigón:**

$$R_b = Ky_1 = 0,27 \times 25,1 = 6,8 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

**Compresión máxima en la armadura:**

$$R_a = mK (y_1 - d) = 10 \times 0,27 (25,1 - 4) = 57 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

**Tensión máxima en la armadura:**

$$R'_a = mK (h - d' - y_1) = 10 \times 0,27 (120 - 4 - 25,1) = 245 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

**Adherencia.**

Esfuerzo cortante: admitiendo que en los apoyos sobre los muros intermedios exista un verdadero empotramiento, el esfuerzo cortante tendrá un máximo de

$$\frac{5}{8} pl = \frac{5}{8} \times 3,51 \times 100 \times 185 = 40584 \text{ kgs.}$$

El brazo del par elástico se deducirá por la siguiente expresión

$$\begin{aligned} \text{brazo} &= (120 - 25,1 - 4) \\ &+ \frac{\frac{1}{2} (25,1 \times R_e) \times \frac{2}{3} \times 25,1 + R_a \times \frac{45}{100} (25,1 - 4)}{\frac{1}{2} \cdot 25,1 \times R_b + \frac{45}{100} \times R_a} = 108,6. \end{aligned}$$

Luego el trabajo de adherencia valdrá

$$R_g = \frac{40584}{90 \times 108,6} = 4,15 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

**Deslizamiento y corte del hormigón:** Estos esfuerzos alcanzan su máximo en la sección de empotramiento y su valor es

$$\begin{aligned} R_t &= \frac{\text{esfuerzo cortante}}{(\text{ancho de la viga}) \times (\text{brazo del par elástico})} \\ &= \frac{40584}{100 \times 108,6} = 3,74 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2. \end{aligned}$$

**Muros longitudinales.**—La parte de estos muros que se halla en peores condiciones es la superior, donde se disminuye su espesor hasta un mínimo de 138 centímetros entre las placas de apoyo de las guías posteriores de las compuertas.

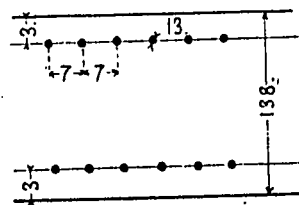
En la parte inferior, esta disminución existe en sitios determinados de corta extensión, revestidos de placas metálicas, de manera que, aun cuando el armado sólo puede hacerse dentro del espesor de 138 centímetros, la parte inferior puede considerarse más resistente que la superior y bastará calcular ésta desde el punto de vista de la presión normal al muro.

Esta presión se ejercerá siempre que una cámara entre compuertas esté en carga y la inmediata vacía, por estar cerrada la compuerta interior ó primera y abierta la exterior ó segunda. El valor de la presión en la parte del muro más cargado es igual á la que ha servido de base para el cálculo de los muros transversales, ó sea 3,5 kilogramos por centímetro cuadrado.

El ancho libre entre muros transversales que vienen á constituir los apoyos del longitudinal es igual á 140 centímetros, y considerando que este último muro, por su trabazón con aquéllos, está semiempotrado, el momento de flexión que sufre en una faja de 100 centímetros de ancho, es

$$M = 3,51 \times 100 \times \frac{140^2}{10} = 687560 \text{ kgs. cm.}$$

La sección adoptada es la del adjunto croquis, ó sea la de



viga armada con barras de 13 milímetros de diámetro espaciadas á 7 centímetros, lo cual da, para ancho de 100 centímetros, sección

$$\frac{\pi \times 1,3^2}{4} \times \frac{100}{7} = 19 \text{ cm}^2.$$

y perímetro

$$\frac{\pi \times 1,30 \times 100}{7} = 58,3 \text{ cms.}$$

Hallemos los trabajos máximos, siempre por el mismo método detallado en el párrafo *Flexión de la pila*.

Determinación del eje neutro:

$$0 = \frac{100 \times y_1^2}{2}$$

$$+ 10 \times 19 (y_1 - 3) - 10 \times 19 (138 - 3 - y_1)$$

de donde

$$y_1 = 19,4 \text{ cms.}$$

Determinación de  $K$ :

$$\frac{M}{K} = \frac{100 \times 19,4^2}{6}$$

$$+ 10 \times 19 (19,4 - 3) - 10 \times 19 (138 - 3 - 19,4) (138 - 3)$$

de donde

$$K = - \frac{687960}{2832762} = - 0,24.$$

Compresión máxima del hormigón:

$$R_b = 0,24 \times 19,4 = 4,66 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Compresión máxima en la armadura:

$$R_a = 0,24 \times 10 (19,4 - 3) = 39,36 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Tensión máxima en la armadura:

$$R'_a = 0,24 \times 10 (138 - 3 - 19,4) = 277,44 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Adherencia: el esfuerzo cortante en este caso tendrá como máximo

$$\frac{1}{2} \times 35,1 \times 100 \times 140 = 24570 \text{ kgcm.};$$

el brazo del par elástico valdrá

$$(138 - 19,4 - 3)$$

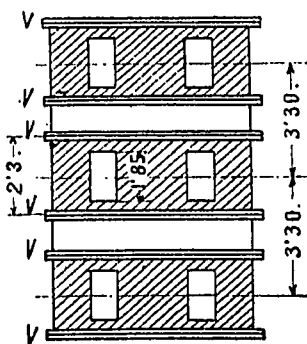
$$+ \frac{\frac{1}{3} \times 19,4^2 \times 4,66 + 0,190 \times 39,36 (19,4 - 3)}{\frac{1}{2} 4,66 \times 19,4 + 0,19 \times 39,36} = 119 \text{ cm.};$$

de modo que, la adherencia será máxima de

$$\frac{24570}{58,3 \times 119} = 3,54 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

**Resistencia de la losa que cubre las cámaras de compuertas.**

La losa que cubre las cámaras de compuertas es de hormigón armado, de igual espesor é igual armado que los muros



divisores transversales. Su cota en el plano inferior es de 6,70 sobre el fondo de las galerías, ó sea  $502,10 + 6,70 = 508,80$  y, por lo tanto, la presión máxima que sufre es de

$$540,80 - 508,80 = 32 \text{ m., ó bien } 3,2 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Para apoyar dicha losa existen seis vigas longitudinales  $V$ , según el croquis del margen, en el cual las partes de la losa sometida á presión están rayadas, correspondiendo el resto á los muros divisorios verticales.

En estas condiciones, suponiendo que por la continuidad de las armaduras existe semi-empotramiento, cada faja de armado de 100 centímetros de ancho está sometida á un momento

$$M = \frac{8}{10} \times \frac{100 \times 185 \times 3,2}{2} \left( \frac{230}{2} - \frac{185}{4} \right) = 1628000 \text{ kgs. cm.}$$

lo cual dará para  $K$ , según los datos del cálculo de los muros de igual compresión,

$$K = - \frac{1628000}{4443446} = - 0,366$$

por consiguiente, tendremos:

Compresión máxima del hormigón:

$$R_b = 0,366 \times 25,1 = 9,2 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Compresión máxima en la armadura:

$$R_a = 10 \times 0,366 (25,1 - 4) = 81 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

Tensión máxima en la armadura:

$$R'_a = 10 \times 0,366 (120 - 25,1 - 4) = 333 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

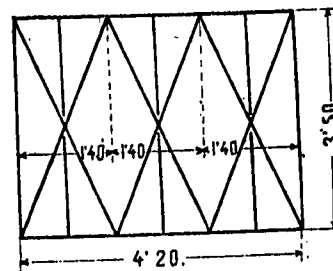
Para calcular la adherencia, teniendo en cuenta que el brazo del par elástico es independiente del  $K$ , por ser esta cantidad un factor común de los dos términos del quebrado que da dicho brazo, tomaremos los mismos valores hallados, excepto el esfuerzo cortante máximo que en las condiciones más desfavorables valdrá

$$\frac{5}{8} \times 100 \times 185 \times 3,20 = 37000 \text{ kgs.}$$

y, por lo tanto,

$$R_f = \frac{37000}{90 \times 108,6} = 3,78 \text{ kgs.} \times \text{cm}^2.$$

**Vigas de apoyo de la losa.**—Estas vigas, además de servir para apoyo del cielo de la cámara de compuertas, sirven para sostener el mecanismo de suspensión de las com-



puertas y, en caso necesario, el gato para levantarlas. Desde el primer punto de vista, cada viga está sometida á una carga uniformemente repartida que vale

$$\frac{185}{2} \times 420 \times 3,2 = 124320 \text{ kgs.}$$

Por el otro concepto, la carga máxima que pueden sufrir es igual al peso del piso de maniobra, más la mitad de 45000 kilogramos que asignamos como máximo esfuerzo

para arrancar la compuerta; de manera que la primera hipótesis es la más desfavorable, y á ella solamente nos atenderemos para el cálculo.

El momento de flexión vale

$$\frac{124320 \times 420}{8} = 6526800 \text{ kgs. cm.}$$

y como la altura entre centros de gravedad de las cabezas es de 350 centímetros, sufrirá cada cabeza un esfuerzo máximo de

$$\frac{6526800}{350} = 18648 \text{ kgs.}$$

Siendo la sección constante de dichas cabezas la de dos escuadras de  $80 \times 80 \times 10$ , con un área neta de 30 centímetros cuadrados, trabajarán á

$$\frac{18648}{30} = 622 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

Las diagonales más cargadas son las laterales, sufriendo cada una de ellas un esfuerzo igual á

$$\frac{124320}{4} \times \frac{\sqrt{0,7^2 \times 1,75^2}}{1,75} = 33400 \text{ kgs.}$$

Su sección es la de dos escuadras de  $120 \times 80 \times 10$  con un área neta de 33,4 centímetros cuadrados, trabajando á

$$\frac{33400}{33,4} = 1000 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

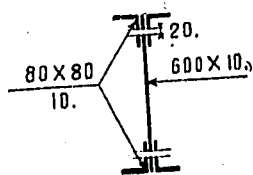
La unión de las diagonales á las cabezas se verifica por medio de 6 roblones de 23 milímetros de diámetro, trabajando á doble cortadura, lo cual da un área total de

$$6 \times \frac{\pi \times 2,3^2}{4} = 49,80 \text{ cm.}^2$$

y trabajo de

$$\frac{33400}{49,8} = 671 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

**Vigas de apoyo de los mecanismos.**—Sobre las grandes vigas van otras transversales, que sirven para sostener el piso de maniobra, el mecanismo y el gato de arranque de las compuertas en caso necesario. La luz de estas vigas entre centros de apoyos es, por lo tanto, de 230 centímetros y la carga mínima, que supondremos concentrada en su centro, de 45.000 kilogramos, más el peso del piso y mecanismo que evaluaremos en 1.000 kilogramos.



Cada viga sufrirá, pues, un momento de flexión máximo

$$M = \frac{46000}{2} \times \frac{230}{4} = 1322500 \text{ kgs. cm.}$$

La sección de la viga es la del croquis del margen con un modulo resistente

$$\frac{I}{V} = 1878 \text{ cm.}^3$$

trabajando, por lo tanto, á

$$\frac{1322500}{1878} = 704 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

### 1) —Cálculos sobre la maniobra de compuertas no más que con tornillos.

Debiendo ejercerse sobre la compuerta una tracción máxima que evaluaremos en 41.200, la barra de acero que proyectamos en prolongación del vástago de bronce sufrirá este esfuerzo, más un momento de torsión que depende del paso de rosca y del diámetro medio de la espira.

Sirve el vástago adoptado de diámetro exterior de 110 milímetros, é interior de 90 milímetros con un paso de 20 milímetros. Efectivamente, el momento de torsión necesario para hacer subir el tornillo vale

$$M_t = Pr = Qr \frac{h + 2\pi r\mu}{2\pi r - \mu h}$$

siendo  $h$  el paso = 2 centímetros,  $r$  el radio medio de la espira = 5 centímetros,  $\mu$  el coeficiente de rozamiento = 0,10 y  $Q$  la carga vertical = 41200; de donde

$$M_t = Pr = 41200 \times 5 \frac{2 + 2\pi \times 5 \times 0,1}{2\pi \times 5 - 0,1 \times 2} = 33937 \text{ kgs. cm.}$$

El trabajo directo del núcleo, por tracción, vale

$$\frac{41200}{\frac{\pi \times 9^2}{4}} = 650 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

El trabajo máximo del núcleo, por torsión, vale

$$\frac{33937}{\frac{\pi \times 9^2}{16}} = 237 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

y el trabajo compuesto valdrá (*Hütte*, pág. 427, tomo I)

$$0,35 \times 650 + 0,65 \sqrt{650^2 + 4 \times 237^2} = 749 \text{ kgs. } \times \text{ cm.}^2$$

lo cual prueba que el diámetro adoptado es aceptable.

Para vencer el momento  $M_t$  por medio de una palanca de 160 centímetros, que es la mayor posible en la sala de mecanismos, se necesitaría ejercer sobre ella un esfuerzo de  $\frac{33937}{160} = 212$  kilogramos, de modo que, por lo menos, deberían empujarla cinco hombres, á razón de 40 kilogramos cada uno, cosa de todo punto impracticable.

Si la palanca se aplicara por intermedio de rueda y piñón cuyos diámetros estuvieran en la relación de  $\frac{1}{5}$ , sería menester esfuerzo de

$$\frac{33937}{160} \times \frac{1}{5} = 42,4 \text{ kgs.}$$

que, aumentado en 10 por 100 por rozamientos, subiría á unos 47 kgs., para el que bastarían dos hombres.

En cuanto al detalle del engranaje, pudieran adoptarse diámetros de 60 y 12 centímetros, respectivamente, en rueda y piñón, con paso  $2\pi$ , ó sea 30 y 6 dientes de 3,14 centímetros de espesor y unos 10 centímetros de longitud; con lo que, siendo el esfuerzo tangencial  $\frac{33937}{30} = 1131$  kgs.,

resultaría en el diente trabajo de  $\frac{1131}{3,14 \times 10} = 36$  kgs., admisible para acero moldeado.

Ante estos resultados se confirma la conveniencia del gato de 45 toneladas para la arrancada y del puente-grúa para los movimientos relativamente ligeros.

## J).—Toma de agua

(en el túnel de la carretera inutilizada.)

**Suficiencia de la capacidad y número de las bocas.**—Cada una de las presas de riego de Camarera, Rabal y Urdán puede derivar caudal de 5 metros cúbicos, pero les basta un total normal de 10 metros cúbicos. Como generalmente el canal de derivación de la Sociedad "Teledinámica del Gállego," flanquea el pantano con caudal de 6 á 7 metros cúbicos, que toma antes del embalse y restituye al río entre el pantano y dichas presas de riego, y como, por otra parte, las filtraciones pudieran ser nulas, resulta que el pantano debe suplir caudal de 3 á 4 metros cúbicos.

En resumen, la toma debe estar dispuesta para dar hasta 4 metros cúbicos por segundo, en cualquier nivel de embalse comprendido entre su plano, cota 524,9, y el umbral del aliviadero, cota 536,0 (hay siempre el recurso de las compuertas de las galerías de limpia, pero como recurso nada más).

Las tomas son cuatro bocas de 0,60 metros de diámetro ó sección de 0,283 metros cuadrados. Su caudal en función de la altura  $h$  es  $0,283 \times m \sqrt{2gh}$ , siendo  $m$  un coeficiente que, en nuestro caso de cañería abocinada, puede adoptarse  $m = 0,9$ , y siendo  $g = 9,81$  metros el valor de la gravedad. Bastará dar á  $n$ , número de bocas abiertas, valores 1, 2, 3 y 4 en la siguiente ecuación

$$n \times 0,283 \times 0,9 \sqrt{2 \times 9,81 \times h} = 4$$

y obtendremos los respectivos valores de  $h$ , así:

| BOCAS ABIERTAS | $h$<br>metros. | COTA<br>del nivel<br>del embalse. |
|----------------|----------------|-----------------------------------|
| Una.....       | 12,7           | 537,6                             |
| Dos.....       | 3,1            | 528,0                             |
| Tres.....      | 1,4            | 526,3                             |
| Cuatro.....    | 0,8            | 525,7                             |

Se ve que para tomar los 4 metros cúbicos de agua, estando el pantano lleno hasta el umbral del aliviadero, cota 536,0, no basta una boca; que con una abierta y regulando otra puede rebajarse el embalse hasta la cota 528,0; que con dos abiertas y regulando otra puede rebajarse hasta la 526,3 y que las cuatro en función permiten dar los 4 metros cúbicos hasta la cota 525,7.

Después, para continuar dando el mismo caudal, será preciso manejar las compuertas de limpia; pero, como ya hemos dicho, de los 18 millones de metros cúbicos que cubica el embalse, sólo una décima parte queda por debajo de las bocas de toma.

**Disposiciones corrientes.**—Las disposiciones de la toma son de construcción corriente, modelos consagrados por el uso, así en cuanto á tubos como en lo relativo á las válvulas compuertas; de modo que no creemos necesario detallar aquí la comprobación de su resistencia.

## IV.—CUBICACIONES

Las cubicaciones de excavaciones y fábricas se presentan detalladas en la forma acostumbrada, excepto para aquellas partes de la obra, pocas y de escasa importancia que, como cierres accesorios y como caminos de acceso por las

laderas, dependientes de la utilización que pueda darse á los actuales de servicio, quedarán determinadas durante la ejecución.

Los estados de peso de las partes metálicas son minuciosamente detallados, como para abonarlos por su peso efectivo comparado con el calculado. Se exceptúan los artículos comerciales de catálogo, como cables, gatos, puente-grúas, válvulas y manómetros, y aquellos otros órganos menudos, tales que prensa-estopas, pequeños soportes de acero moldeado, tuercas de fijación con sus bancadas, pilones, difusores é instalaciones eléctricas y sonoras, para las cuales el valor no es proporcional al peso.

## V.—PRECIOS

Los precios adoptados para fábricas y excavaciones son los bien conocidos por las muchas obras análogas ya ejecutadas en La Peña.

Los precios de las partes metálicas se han establecido después de detenidas consultas con constructores muy versados de nuestro país.

Para las piezas fundidas de hierro es de advertir que las condiciones requieren calidad superior y que estamos dispuestos á exigirla; que algunas superficies han de ser cepillada y que son bastantes los agujeros á ejecutar con esmero para pernos y tornillos después de fundidas las piezas; es decir, que se trata de calidad y mano de obra nada excepcionales, pero sí esmeradas, cuyos costes tal vez no pueden diluirse en grandes pesos, pues que la mayoría de piezas resultan de espesores moderados.

En cuanto á las piezas fundidas de bronce, debe recordarse que, además, se exige preparar los caldos con lingotes nuevos.

En manufacturas esmeradas y corrientes, la tornillería de bronce se hace sobre barras comerciales más gruesas y forjadas. Existe, pues, labor de forja, mano de obra relativamente grande por kilogramo y merma muy considerable de material. Esto explica que le hayamos asignado precio especial.

Los demás precios unitarios son tan frecuentes, incluso en los contratos de obras para este pantano, que nos creemos dispensados de alargar explicaciones.

Claro es que en todos los precios de las partes metálicas se incluye el transporte hasta la estación de La Peña, que desde las fábricas y talleres, concurrentes habituales á nuestras licitaciones, varía poco de 40 pesetas por tonelada, excepto para las compuertas, que como masas ya grandes, costará una mitad más. También se incluye el transporte de 5 kilómetros desde la estación al emplazamiento de la obra, relativamente fácil y económico, usando de las vías de servicio del pantano.

Los precios por piezas han sido deducidos de catálogos, ó fijados oyendo á constructores los correspondientes á piezas más complejas. Bien se comprende, después de examinar las condiciones, que los mecanismos quedan completamente determinados desde el punto de vista de su eficacia, que es el aquí interesante, fijando como se fija una carga máxima y los límites de trabajo de cada material que entra en su composición. Por otra parte, como veremos al tratar del presupuesto, el importe de los elementos evaluados por piezas es aproximadamente un 10 por 100 sólo del peso total á contratar.

Finalmente, inclúyese en los precios del presupuesto el montaje, operación fácil, sobre todo si, como es natural,

precede la instalación de los puente-grúas al montaje de las compuertas; pero el montaje de las piezas que han de quedar enclavadas en el hormigón, sin ofrecer dificultad, requerirá atención sostenida durante todo el tiempo que se invierta en ejecutar la fábrica.

La obra metálica de las compuertas y de la toma de agua es un trabajo de taller y á corto plazo, que por éstas y las demás circunstancias del contrato no es probable que dé lugar á abonos de obra incompleta. Los abonos á cuenta serán tantos por ciento del coste presupuesto. No hay, pues, necesidad de estipular precios elementales de los unitarios. Por otra parte, la descomposición de precios unitarios en esta clase de manufacturas no puede ser lo eficaz que resulta en obras, v. g., de caminos. Por casuística que se hiciera la descomposición de precios unitarios, llegado el caso de aplicarlos, faltaría coincidencia entre la realidad y los supuestos y la discusión no tendría otro paradero que los precios contradictorios ó impuestos. Pues bien, siguiendo el precedente de otros proyectos de análogas circunstancias, estipulamos que, cuando se trate de valorar obra incompleta ó defectuosa, pero aceptable, imponga el precio la Administración, después de oír al contratista; y consultado el parecer de constructores, estos lo prefieren así.

En los precios de fábricas y excavaciones la descomposición es obvia; pero resulta innecesaria, por cuanto lo que falta de esos trabajos ha de efectuarse por administración directa, como las partes ya hechas.

## VI.—PRESUPUESTO REFORMADO DE LOS DESAGÜES

Hemos manifestado en el comienzo de esta Memoria que la apertura de ambas galerías de limpia por el sistema de administración fué autorizada con arreglo á los proyectos núms. 4 y 5, redactados en mayo de 1904 y marzo de 1905, y que al autorizar el proyecto núm. 4 lo fué el sistema de cierres que había de ejecutarse mediante concurso público, previas varias modificaciones en detalles pequeños por su cuantía; pero redactado el proyecto núm. 6, de concurso de los cierres para ambas galerías, con aquellas modificaciones, fué devuelto en 1906 para que se simplificase, á fin de facilitar la licitación.

Ahora, en lugar de simplificarle, lo sustituimos por el presente. Desde el punto de vista del presupuesto, los autorizados importaban:

|                                                                                                                  | Pesetas.          |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|
| Proyecto de la galería izquierda (núm. 4).....                                                                   | 328.141,41        |
| Idem id. derecha (núm. 5).....                                                                                   | 390.080,87        |
| <b>Suman.....</b>                                                                                                | <b>718.222,28</b> |
| El proyecto actual (núm. 23) comprende las dos galerías y, además, la toma de agua con presupuesto total de..... | 853.023,14        |

## VII.—PRESUPUESTO DE CONTRATA DE COMPUERTAS Y TOMA DE AGUA

### Partes metálicas.

**Importe.**—El capítulo II del presupuesto anejo abarca el de contrata de las partes metálicas de compuertas y toma, que asciende á 388.320,83 pesetas.

**Comparaciones.**—Representa:

1.345 pesetas por tonelada de las 288,644 toneladas que comprende, ó sean 261,114 toneladas especificadas al peso y 27,530 toneladas en partes valoradas por piezas:

9.320 pesetas por la toma;

189.500, por cada galería;

31.583, por cada compuerta;

18.950, por metro cuadrado de vanos.

En el pantano de Roosevelt la instalación metálica de compuertas en los tres vanos de 3,05 por 1,32 metros de una sola galería, pesó 360 toneladas y costó (datos del Servicio federal de riegos) 520.000 pesetas oro, representando:

1.440 pesetas oro por tonelada.

86.667 id. id. por cada compuerta.

43.333 id. id. por metro cuadrado de vano.

En España, sobre haberse hecho pocas compuertas modernas, falta la publicación de resultados con que poder presentar comparaciones.

No será inoportuno advertir que dentro del sistema de compuertas sobre rodillos y de las luces corrientes de vanos, que no difieren mucho de unos á otros casos, el tonelaje depende de la presión ó altura de presa y de la importancia del río, en términos que, si las piezas están correctamente calculadas, no deben registrarse grandes diferencias entre los tonelajes por metro cuadrado de vano.

Se exceptúan, claro está, casos como el de Roosevelt, en que se forraron con fundición los vanos y las cámaras de compuertas en casi toda su superficie para resguardar el hormigón del contacto con las aguas salobres del río.

Más accesible parece á la destreza del proyectista una ponderación económica de los materiales á emplear: fundición, acero moldeado y sobre todo bronce de precios muy distintos según su composición.

De todas suertes, en cuanto al precio no es fácil mejorar respecto al extranjero, porque es España uno de los países civilizados que más caros paga los metales.

**Contrata por subasta.**—Resueltamente proponemos que este proyecto se contrate mediante pública subasta. En la actualidad la ejecución de esta clase de compuertas está reservada á la industria nacional, y expuesto queda como la hemos proyectado tan detalladamente como cualquiera otra estructura metálica corriente, y estudiando de cerca los talleres de nuestro país, hasta obtener el convencimiento de que podrán ejecutarse ni más ni menos que, por ejemplo, un puente metálico.

Por otra parte, el procedimiento de subasta, sustituyendo un automatismo breve á las informaciones largas y laboriosas previas á adjudicar obras mediante concursos, ofrece gran rapidez, más que conveniente, necesaria en nuestro caso.

**Plazos de ejecución.**—Los plazos de ejecución se han fijado oyendo á constructores nacionales, y después de establecerlos más que suficientes, tan holgados cuanto permite la urgencia de cerrar el pantano, hemos incluido en el pliego penalidad por incumplimiento: descuento de 500 pesetas por cada día de retraso que, pasado un mes, da á la Administración la facultad de imponer la rescisión. Creemos procedente que la protección legal dispensada á la industria se apareje con los requerimientos de formalidad usuales en todas las administraciones (\*).

(\*) El Profesor D. José Serrat Bonastre, Ingeniero industrial, ha colaborado en este proyecto para ultimar ciertos extremos. Así, al estudiar modos de fijar las compuertas en cualquiera posición, suscitó las tuercas adoptadas; como, al plantearse la conveniencia de simplificar los puente-grúas, suscitó la idea, también aceptada, del gato auxiliar de 45 toneladas. Además, propuso y adoptamos la toma de agua mediante cuatro bocas y desarrolló detalladamente nuestro concepto en cuanto á las cubriciones y al presupuesto. Pero su ayuda más eficaz ha sido para establecer calidades y precios de las partes metálicas, en especial respecto á bronce, gracias á su competencia y á su experiencia como Jefe de la oficina de proyectos de La Maquinista Terrestre y Marítima de Barcelona.