

# 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.

## OBRAS REALIZADAS PARA LA REPARACIÓN DE ALGUNOS PUERTOS DE LAS INDIAS HOLANDESAS

La actividad bien conocida de los holandeses en materia de obras marítimas se ha empleado de una manera muy interesante, en estos últimos años, en la mejora continua de sus puertos coloniales. Se han esorzado en adaptar los procedimientos especiales que habían desarrollado en primer lugar en los grandes puertos de Holanda, como Rotterdam; y en ciertas obras en la América meridional.

En el archipiélago de las Indias holandesas, del que el mapa adjunto (fig. 1.<sup>a</sup>) da una idea general, la mayor parte de los puertos deben su existencia á la desembocadura de un río susceptible de poder ser remontado por las piraguas. En los puntos propicios para el transbordo se ha fijado una población que suministra la mano de obra necesaria, pero en muchos de estos puntos,

en el periódico *De Ingenieur*, al que se refiere M. A. Goupil, Ingeniero Jefe de Puentes y Calzadas en un artículo publicado en *Le Génie Civil*, que resumimos en este artículo. Las obras descritas corresponden principalmente á los puertos de Soerabaja y Semarang, en la isla de Java, y al de Macasar, en la de Célebes.

*Puerto de Soerabaja.*—El autor menciona primero los trabajos de desencenagamiento efectuados en el paso occidental. El empleo de las cubetas desencostradoras que había preconizado el Ingeniero von Deutsch desde 1865, fué aceptado en 1903 por la insistencia del antiguo General de Ingenieros Ermeling. El procedimiento tenía sus defensores convencidos en el Departamento de la Marina y sus detractores en el de Obras públicas: los resultados no han dejado de tener importancia y estas cubetas pueden, á falta de un material de dragado más apropiado, producir un trabajo muy notable.

Los altos fondos del canal occidental estaban, en 1907, á 4,40 metros por bajo de las bajas mareas de aguas vivas y, en 1918, á 6,30 metros, ó sea, en once años, un progreso de 1,90 metros, al

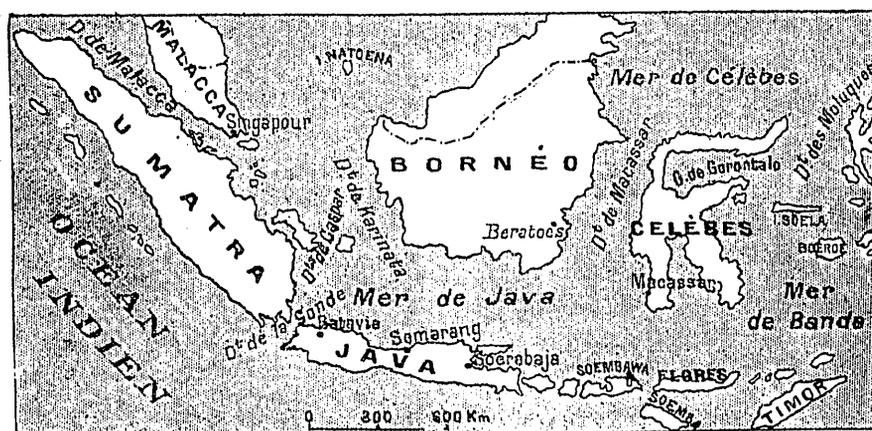


Fig. 1.<sup>a</sup>

los buques de algún tonelaje no pueden llegar en todo tiempo. En la estación húmeda, las crecidas de los ríos permiten á las piraguas franquear la barra que existe en la desembocadura, pero en la época del monzón seco, su paso está comprometido por la reducción del calado sobre la barra, y la presencia de arenas móviles que modifican seriamente la desembocadura.

No ha habido, pues, más remedio que construir puertos completamente distintos de los cursos de agua, comprendiendo obras de dragado y cimentaciones bastante difíciles; M. Wouter Cool ha descrito detalladamente estas obras en una conferencia dada en el Instituto Real de Ingenieros en Semaraug, que es analizada

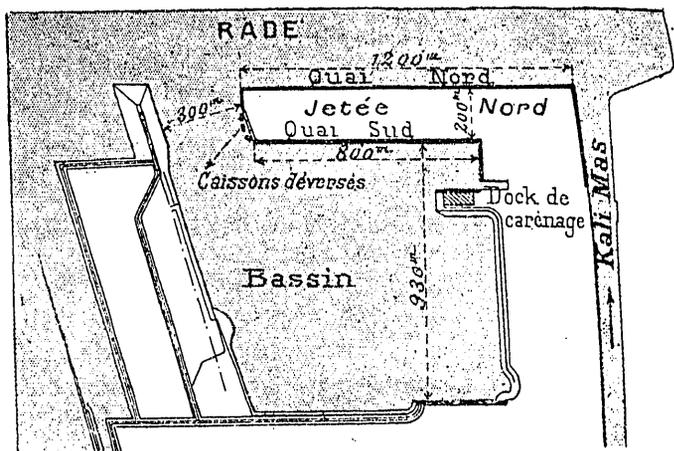
cual tal vez haya contribuido la acción de las hélices de los vapores.

La profundidad de 8,30 metros por debajo del cero del puerto se ha conseguido en el perfil más desfavorable en una anchura de 300 metros.

En el mes de Noviembre de 1917 se habían quitado 4 millones de metros cúbicos con un gasto de 1.500.000 florines (1 florín = 2,16 francos á la par). El metro cúbico de escombros ha costado, por término medio, en la primera década 0,36 de florín; en los últimos años ha resultado á 0,50. Se ha notado que á medida que los escombros están más profundos, el rendimiento

to disminuye y el precio de costo aumenta. El mismo hecho se ha producido en el desencenagamiento de la desembocadura del Kapocas, para el acceso del centro de Pontianak (Borneo).

La figura 2.<sup>a</sup> muestra el conjunto de las disposiciones del mismo puerto de Soerabaja: es interesante conocer los serios incidentes á que dieron lugar los cajones del muelle occidental. En 1911, la Sociedad Holandesa de Empresas se hacía conceder por 11.764.000 florines la ejecución de las obras del puerto. Una par-

Fig. 2.<sup>a</sup>

te importante de la Empresa era la construcción de un terraplén de 200 metros de anchura, al Oeste de la desembocadura del Kali-Mas, debiendo este terraplén estar limitado por tres lados por muros fundados sobre cajones, teniendo su arista inferior á 13,30 metros por bajo del plano de agua *p* del puerto y elevándose hasta un metro sobre él.

El fondo del emplazamiento, cubierto de limos seculares, fué dragado hasta el firme, encontrado próximamente á 20 metros por bajo del plano de comparación mencionado. Una zanja de 50 metros de anchura en el fondo se llenó de arena desde el firme hasta la cota — 13,30 metros. Encima se elevó un dique provisional, también de arena, hasta la cota  $3 + p$  metros, para servir a la compresión preliminar del subsuelo, y en seguida se dragó hasta — 13,30 metros.

En contra de los principios primitivos formulados por la primera Comisión holandesa de los puertos, el macizo del terraplén existente entre los muros del muelle no fué dragado hasta el fondo, sino solamente hasta la cota  $13 - p$  metros. Encima se terraplénó cuando el muro-cajón llegó hasta la cota  $1 + p$ , comenzando por el lado del Kali-Mas y avanzando hacia el Oeste.

Los cajones (tipo Rotterdam) que limitan el terraplén tienen cada uno 12 metros de altura, 39,85 de longitud, con una anchura de 11 metros en el pie y 5,60 en las caras laterales. Cada cajón está dividido en 30 compartimientos por nueve tabiques transversales y dos longitudinales de 15 centímetros de espesor. El fondo tiene 25 centímetros de espesor y las caras extremas 20 centímetros. Los enlaces tienen una longitud de 2,20 metros con un espesor de 40 centímetros. La escarpa de las paredes es de  $1/20$ . La clasificación del hormigón era: 2 de portland, 3 de arena, 5 de piedra partida. Los compartimientos próximos al agua se llenaron de hormigón con una dosificación de:  $1 \frac{1}{2}$  de portland,  $\frac{1}{2}$  de trass, 3 de arena y 5 de piedra partida, los otros se llenaron de arena.

La superestructura era un muro de hormigón (1 de cemento, 2 de arena, 4 de piedra partida) de 1,60 de anchura, más tarde se añadieron mampuestos hasta la proporción de un 20 por 100.

Los muros del dique septentrional se habían construido casi completamente sin accidente notable, y el terraplén levantado

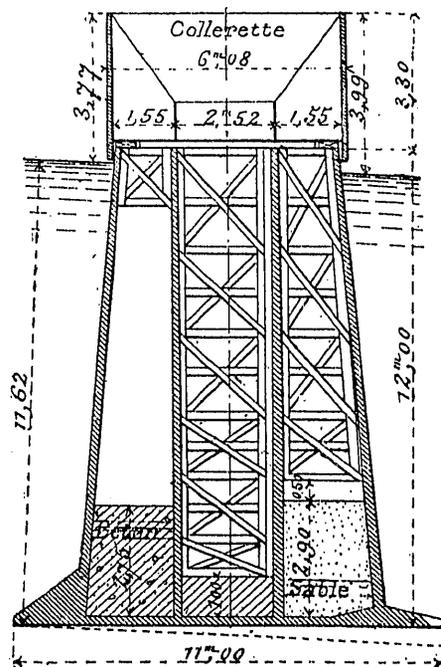
cuando, súbitamente, en la tarde del 3 de Mayo de 1916, el enlace occidental se hundió en la entrada del puerto; excepto algunas grietas en el terreno próximo, este accidente no fué precedido de ningún signo que pudiera darlo á conocer.

No hubo desgracias personales, pero tres cajones y la superestructura que los cubría resbalaron (fig. 2.<sup>a</sup>), hundiéndose de tal manera que la arista superior de los cajones quedaba cubierta por la baja marea.

Las investigaciones sobre la causa de este accidente mostraron que, bajo la obra, se había mezclado la capa de arena con un espesor de un metro de fango.

La hipótesis más verosímil es que hubo un derrumbamiento de los taludes del pequeño canal de 50 metros antes mencionado y que el limo se había mezclado al terraplén de arena alcanzando la cota 16,50 metros por bajo del plano de comparación. Como este efecto se produjo bajo 15 metros de agua, ha podido pasar inadvertido sin que se detuviera, por tanto, la marcha de las obras; los empujes de las tierras del terraplén aumentaron y, en un período de baja mar, le llevaron suficientemente sobre la viscosidad para provocar el deslizamiento de las mamposterías sobre la capa fangosa.

Para la reparación se decidió, teniendo presente las circunstancias (la guerra entonces existente ratificaba los materiales), utilizar los cajones hundidos deslastrándolos para elevarlos. Se prepararon tres cajas de cemento armado destinadas á cubrir los cajones (fig. 3.<sup>a</sup>) que se desembarazaron de su superestructura por medio de explosivos; la arena era aspirada de los compartimientos por medio de un tubo de 55 centímetros ó retirada por medio de cubetas. Desde el 18 de Junio de 1916 el coronamiento del cajón del Norte estaba fuera del agua. Su fondo fué entonces demolido formándose unas juntas impermeables con el cajón. El

Fig. 3.<sup>a</sup>

mismo trabajo se ejecutó con los otros dos cajones el 29 de Junio y el 4 de Julio.

Al hacer los agotamientos se reforzaron los tabiques de los cajones que no se habían calculado más que para una presión de 5 metros de agua, por medio de cuadros calibrados cuya colocación en los diversos compartimientos se facilitó por el uso de grúas de vapor. El hormigón de relleno de los compartimientos se demolió á mano, arreglando al mismo tiempo la superficie de los tabiques de 40 centímetros para reforzarlos.

En resumen, se llegaron á elevar los tres cajones, hacia fines de Septiembre de 1916, de una profundidad, próximamente, de 11,50 metros; se amarraron provisionalmente á otro emplazamiento, dragándose cuidadosamente el primero hasta la cota — 16 y se llenó la excavación de buena arena hasta la cota — 12. Antes fué necesario, con la ayuda de buzos y de explosivos, desembarazarse de un macizo de hormigón que había seguido al deslizamiento de los bloques, y no fué hasta el 12 de Febrero de 1917 cuando se pudo volver á instalar el primer cajón (el más meridional) en su emplazamiento primitivo; los otros dos le siguieron, respectivamente, el 21 y 26 de Febrero.

Gracias á la existencia de unos cercos, se pudo hacer el hormigonado en seco (dosificación: 1 de cemento, 1 de trass, 4 de arena y 6 de piedra partida). Se hormigonó del mismo modo bajo el agua, el vacío subsistente á consecuencia de un cierto desplazamiento de los cajones.

El cálculo de estabilidad del muro de muelle en la situación en que debía encontrarse con el deslizamiento, muestra que su

una anchura de 12,50 metros próximamente. El primer elemento del muro del muelle se hundió en Enero de 1913, al que siguieron los demás.

No habiendo sido satisfactoria la preparación del fondo, se produjeron movimientos cuando se ejecutaron los terraplenes de arena. Se continuó, sin embargo, la obra, pero en la tarde del 10 de Marzo de 1914, cuatro cajones se pusieron á resbalar en diferentes sitios en una longitud de 1,10 metros, la arena se derrumbó detrás hasta una profundidad de 1,50 metros y se abrieron unas grietas hasta á 22 metros en el terreno posterior; independientemente de la capa de arena, el fondo del puerto se levantó 1,50 metros. Este movimiento se detuvo al día siguiente. Para utilizar lo mejor posible la parte ya hecha de la obra se recurrió sucesivamente á dos procedimientos. El primero, aplicado en una longitud de 135 metros, consistió en hincar dos filas de pilotes, una ante el pie, otra detrás del talón de los cajones. Los pilotes, llevados de Borneo, y algunas veces de forma muy irregular, tenían de 18 á 20 metros de longitud; formaban una doble pared

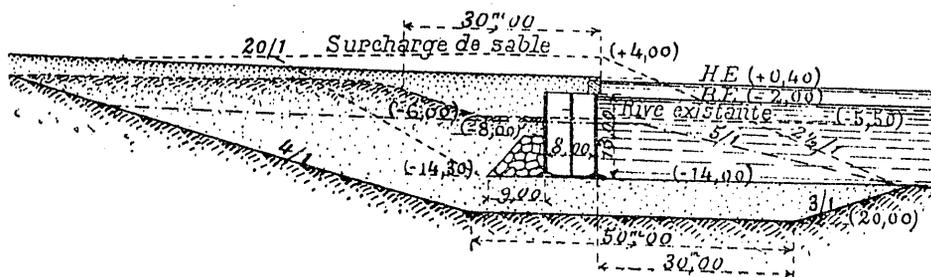


Fig. 4.ª

equilibrio propio debía ser suficiente. La fuerza vertical era de 91,38 toneladas, mientras que el empuje horizontal no debía exceder de 17 toneladas.

La realización preliminar de sondeos en el suelo de fundación reveló sin duda la presencia de la capa cenagosa que provocó el accidente y hubieron de tomarse las precauciones convenientes.

Esta reparación produjo un gasto de 478.000 florines, comprendiendo 392.000 de obras definitivas. El reparto de estos gastos con la Sociedad concesionaria está en litigio.

Entre las otras obras del puerto de Soerabaja, nos queda que mencionar la prolongación del muelle de los carbones, lado meridional, y las fundaciones del dock de carena.

Para el primero, se ve en la figura 4.ª, que representa un corte del conjunto, el sistema de preparación del suelo de fundación; debe notarse que entre los cajones consecutivos se dispuso una endadura de 50 centímetros, cuyo hueco se tapó con sacos de cemento. El gasto del muro del muelle resultó á 250 florines por metro lineal.

Para el dock de carena, se pensó primero apoyarle en una estacada de pilotes de cemento armado de 26 metros de longitud, hincados con un martillo pilón Morrison de 50 toneladas, pero los resultados de una hinca de ensayo fueron tan poco estimulantes que se substituyó á los pilotes por cajones del tipo Rotterdam hundidos en un fondo artificial convenientemente preparado.

*Puerto de las piraguas en Semarrang.* — Los movimientos sobrevenidos en 1913 en las obras de Semarang son también instructivos, desde el punto de vista de la preparación del terreno de cimentación.

Dada la naturaleza sospechosa del terreno que había de recibir al muelle para el puerto de las piraguas, se adoptó en Septiembre de 1911 los cajones de cemento armado representados en las figuras 5.ª y 6.ª, que habían de hundirse después de una preparación del fondo que debía regularse á 6 metros por bajo del cero y en

con la cual se esperaba contener los empujes horizontales, pero es necesario indicar que sus puntas no llegaban en general al firme. Se prosiguió en seguida el terraplén detrás del muro de muelle. Algunos aplastamientos y un principio de deslizamiento se manifestaron el 24 de Noviembre de 1915; la carga llegaba entonces á 1.500 kilogramos por metro cuadrado. No se siguió ejecutando esta disposición por reconocerse insuficiente para asegurar la estabilidad supuesta, con las sobrecargas futuras.

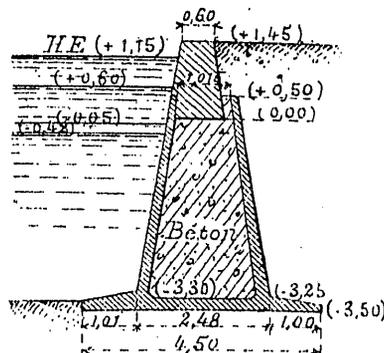


Fig. 5.ª

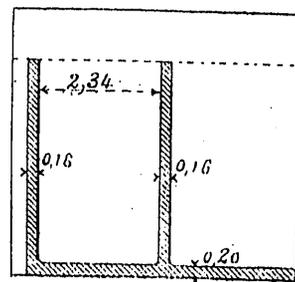


Fig. 6.ª

El segundo procedimiento consistía en una preparación mucho más extensa del terreno de fundación, inspirado en las disposiciones adoptadas para el muelle de Norre Sundby (Limfjord), cuyo corte transversal está representado en la fig. 7.ª. Para reducir los gastos en proporción á la menor importancia del puerto de las piraguas, y á causa del material del dragado disponible en Semarang, se limitaron á la cota—8 los dragados de la excavación que había de hacerse en el sitio de las fundaciones, y se procedió, por medio de diques provisionales de arena, á la compresión preliminar del subsuelo.

Pero los movimientos del terreno se desarrollaron hasta el punto de sobrepasar su nivel primitivo, como lo indica la figura,

Se ha desescombrado naturalmente el emplazamiento del puerto con objeto de conseguir su conclusión, pero subsiste una cierta inestabilidad y no se puede evaluar el costo final más que de una manera puramente aproximada.

A principios de 1918 este ensayo de preparación del suelo emprendido en 700 metros de longitud había costado, próximamente, 150 florines por metro lineal.

La arena para los diques provisionales no podía obtenerse más que con el monzón del Este, y era necesario tener una reserva suficiente de ella que permitiera proseguir los terraplenes durante el período tranquilo del monzón del Oeste.

El director del puerto, ante todas estas dificultades, recurrió a un tercer procedimiento, que consistió en verter detrás de los

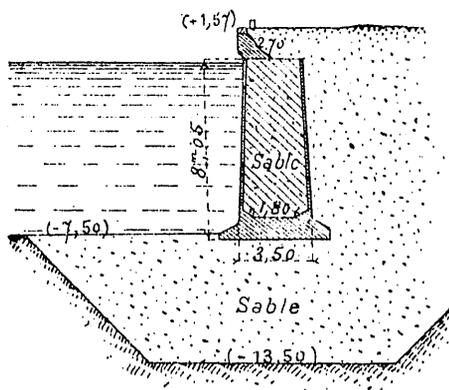


Fig. 7.ª

cajones enrocamientos de corales sobre los cuales se terraplenaba la arena por capas regulares ejecutadas en seco. No se han observado ya perturbaciones inquietantes, pero es necesario decir que el terraplén posterior no está aún en condiciones de soportar serias sobrecargas y que delante del muelle no se tiene, por lo tanto, el calado con el cual se contaba.

*Puerto de Macasar.*—El refuerzo de los muros por medio de macizos ó enrocamientos se ha adoptado con feliz éxito en el puerto de las piraguas de Macasar, complemento del puerto principal construido en 1911.

Aplastamientos inquietantes se habían producido en el terraplén del borde occidental; el deslizamiento de los cajones llegó a un máximo de 23 centímetros y se detuvo. La excavación para construir el macizo empezó en Julio de 1916; hubo entonces algunos movimientos debidos al empleo de aspiradoras para elevar la arena, pero se las sustituyó por dragas de arcaduces. Se pasó la estación de las lluvias sin otro incidente que aplastamientos que no excedieron de 25 centímetros; desde entonces no se ha movido el muro. Los gastos de refuerzo se han elevado a 62.500 florines, ó sean 180 florines por metro lineal.

De un modo general, el macizo de enrocamientos detrás de un muro de muelle sobre suelo compresible es preferible al macizo de arena; presenta un peso específico menor y un coeficiente de frotamiento más elevado, lo que disminuye el peligro de los empujes horizontales.

Después de haber descrito estas diversas obras en las cuales ha desempeñado un importante papel el hormigón armado, M. Wouter Cool, que es Consejero del Servicio de los puertos coloniales y Jefe de la División técnica, ha creído deber mencionar las dudas más recientemente emitidas, principalmente en América, sobre la resistencia del hormigón armado al agua del mar y á la acción del sulfato de cal, y cita en este sentido algunas averías sobrevenidas en los pilotes de las islas Ourust y Kuiper, pero, en cambio, pone de manifiesto la resistencia victoriosa que han opuesto al agua del mar importantes obras de cemento y en último lugar el uso por la Sociedad Holandesa de chalanas de

hormigón armado de 200 toneladas con motores Diesel, empleadas para la construcción de los cajones del puerto de Prisk. Es sobre todo necesario no olvidar—concluye M. A. Goupil—que, para todas las obras de este género, la elección de los materiales, y el cuidado aplicado á su disposición en la obra, son garantías apreciables de duración.

## ELECTRIFICACIÓN DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES

POR

D. LUIS SÁNCHEZ CUERVO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

(CONTINUACIÓN) (1)

### II.—LA SEGURIDAD DE LA EXPLOTACIÓN.

Un lógico temor que asalta á los Ingenieros encargados de la explotación de ferrocarriles es el de que la sustitución de la locomotora de vapor por la locomotora eléctrica sea motivo de interrupciones mucho más frecuentes en el servicio. Este temor decimos que es lógico, porque á mayor complicación es natural que acompañen mayores probabilidades de avería en uno cualquiera de los escalones ó intermediarios que existen entre la fuente productora de la energía y el tractor que la recibe y transforma. La locomotora de vapor es esencialmente individualista, lleva en sí todo lo necesario para desplegar su actividad. La locomotora eléctrica, que no es creadora de energía, sino simple transformadora de la que recibe, adolece del mismo defecto achacable á toda organización socialista, es decir, la dependencia ó esclavitud que la sujeta al resto de un complejo sistema de generación y distribución de energía.

A las causas de avería inherentes al tractor propiamente dicho vienen á sumarse las que son independientes de él y achacables á la organización ó interdependencia comunal, que en nuestro caso son las que pueden producirse en la central generadora: en las líneas de transmisión, en las subestaciones transformadoras ó convertidoras y en las líneas de alimentación y retorno.

Sólo la experiencia puede decir si tales temores son ó no fundados. Tampoco un fallo definitivo sería posible en esta materia, fallo tal que cerrara las puertas á toda esperanza, aun suponiendo que hubiera hasta el presente deficiencia en la tracción eléctrica bajo este aspecto. Casi un siglo lleva de vida y de sucesivos perfeccionamientos la locomotora de vapor. Con mayor seguridad que en las primeras líneas férreas explotadas con tracción por vapor se han iniciado las líneas eléctricas de servicio urbano é interurbano.

Si la tracción eléctrica en ferrocarriles de interés general, que sólo data de ayer, o reciera en su actuación presente pecados veniales, pecados inlavables, inherentes al sistema—puede afirmarse rotundamente que no los hay—, no sería indulgencia excesiva darla tregua para su perfeccionamiento.

Es difícil procurarse datos exactos y absolutamente sinceros cuando se trata de informarse sobre estas materias. Las Compañías explotadoras guardan siempre prudente reserva, reserva que no es condenable, sino, por el contrario, digna de aprobación por varios motivos.

Además, para dar el debido peso á cada incidente ó acciden-

(1) Véase el número anterior.