

1785

[624. 65 (.495)]

Viaduc de Renory sur la ligne de Fexhe-le-Haut-Clocher à Kinkempois, des Chemins de fer belges,

par M. J. DUBUS,

Ingénieur à la Société Nationale des Chemins de fer belges,

et M. R. LOONTJENS,

Ingénieur, Directeur des Travaux.

Fig. 1 à 35, p. 1790 à 1843.

INTRODUCTION.

Nous avons divisé, pour la clarté de l'exposé, les notes qui vont suivre, en deux parties.

D'abord l'étude du projet, ensuite l'exécution.

La seconde partie sera fatalement plus longue que la première, du fait que nous y avons donné de nombreux détails qui, s'ils ne sont pas d'une importance capitale, seront néanmoins utiles à ceux de nos jeunes confrères qui auront peut-être un jour à réaliser une tâche semblable, peut-être pas dans son ensemble mais tout au moins dans beaucoup de ses parties.

De plus, dans cette seconde partie : la réalisation, il a fallu établir beaucoup de projets d'exécution qui, sans atteindre l'ampleur du projet du viaduc lui-même, ont suscité quelque intérêt et ont été résolus, croyons-nous, avec assez d'élé-gance.

Nous avons visé à ce que notre texte serve autant le côté pratique que le côté théorique.

Nous nous excusons dès à présent de la longueur de notre exposé; nous avons tâché de l'agrémenter par une illustration aussi abondante que le permettait le cadre du présent article, cette illustration

devant le compléter et l'éclairer le mieux possible.

PREMIÈRE PARTIE.

Le Projet.

I. — Raison d'être de l'ouvrage (fig. 1).

La ligne de Fexhe-le-Haut-Clocher à Kinkempois est construite principalement en vue d'éviter le plan incliné reliant le plateau d'Ans à la vallée de la Meuse en franchissant une dénivellation de 100 m. environ.

La rampe de ce plan incliné est de l'ordre, en certains endroits de 30 mm. par mètre, et donne lieu à une exploitation onéreuse de cette artère importante du réseau tant au point de vue trafic voyageurs que trafic marchandises.

Pour en abaisser le coefficient d'exploitation, la rampe limite de la ligne en construction, en principe ligne à marchandises, a été fixée à 10 mm.

Les trains de voyageurs continueront seuls à emprunter le plan incliné, circonstance heureuse en ce qui concerne l'aménagement de la station de Liège-Guillemins en cours de réalisation.

La situation topographique de cette gare, enserrée entre la montagne et la

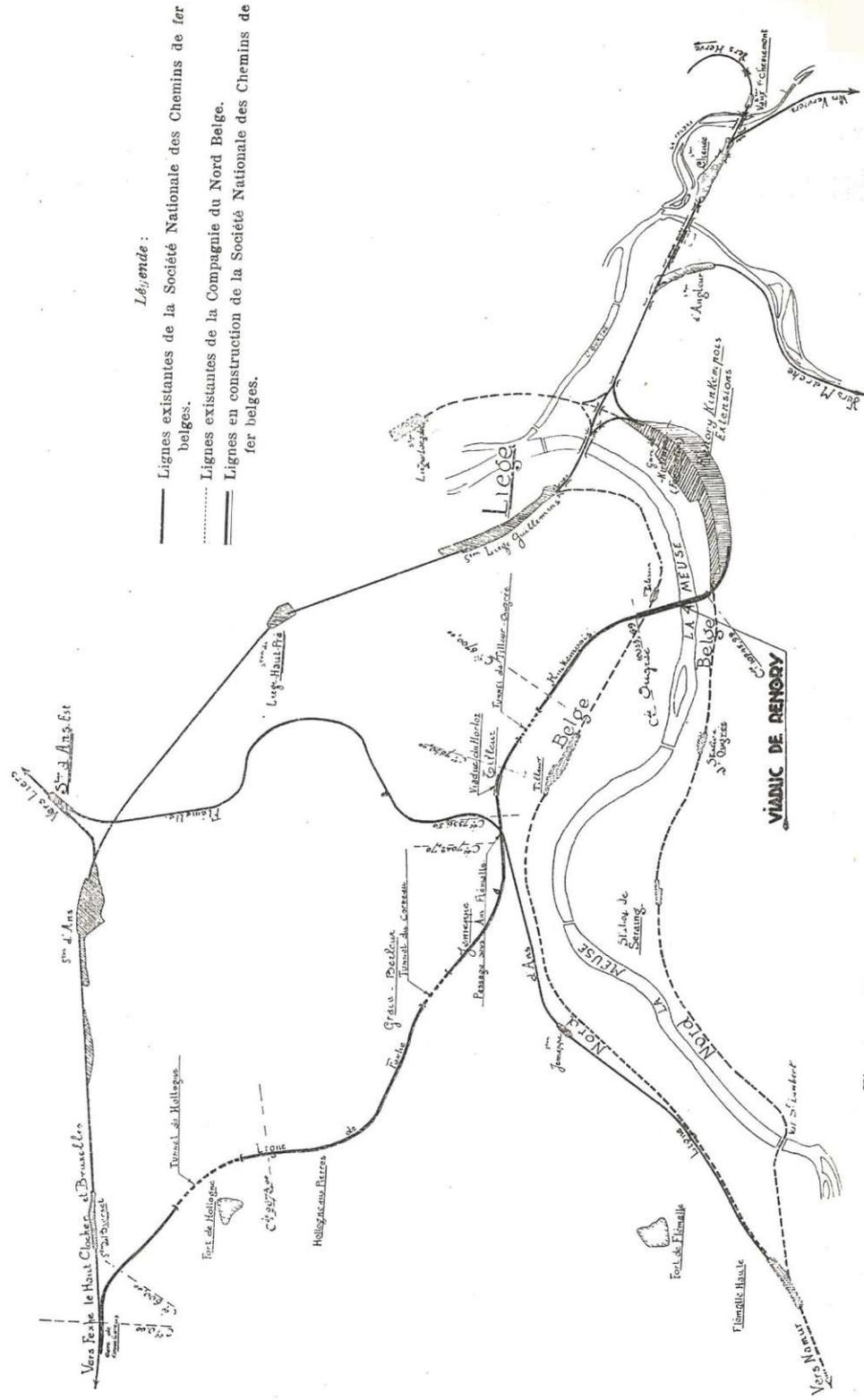


Fig. 1. — Nouvelle ligne de Fexhe-le-Haut-Clocher à Kinkempois. — Plan schématique.

ville, ne permet en effet qu'une adjonction de quelques voies aux faisceaux de réception des trains et quoi qu'on ait pu faire, à moins de dépenses hors de proportion avec le résultat à atteindre, l'on s'y serait toujours trouvé à l'étroit au point de vue exploitation.

Partant des environs de Fexhe-le-haut-Clocher où se fera, par l'intermédiaire d'une importante gare de formation la soudure à la ligne internationale de Bruxelles-Liège, la nouvelle ligne aboutit dans la gare de Kinkempois, en franchissant en amont de cette dernière, à 20 m. de hauteur, l'agglomération industrielle de Sclessin, la Meuse et le port de Renory au moyen d'un viaduc de plus de 700 m. de longueur.

Cette ligne d'un développement de 12 km. environ a d'ailleurs nécessité l'établissement de nombreux autres ouvrages d'art parmi lesquels les plus importants sont trois tunnels et un viaduc à tabliers métalliques.

Le coût de la ligne sera approximativement de 125 millions.

II. — Justification du type d'ouvrage adopté.

Le type admis par la direction de la voie, après différentes études comparatives, est l'arc en béton non armé à trois rotules.

Quel que soit le type adopté, le pont à tabliers métalliques pourrait difficilement concurrencer le pont voûté, même au point de vue du coût de l'établissement.

Les sujétions locales résultant du croisement de la ligne Liège-Guillemins à Namur de la Compagnie du Nord-Belge, de la traversée du réseau de rues à trafic important de l'agglomération de Sclessin,

ne permettraient pas l'adoption du pont Cantilever.

Tout au plus, ce type de pont pouvait-il être appliqué à la traversée de la Meuse et encore dans des conditions de répartition d'appuis défavorables au point de vue poids mort des maîtresses poutres. Le tronçon en courbe du viaduc ne faisait qu'accentuer les difficultés.

De plus, il est de règle courante, sauf en pays neuf, de n'adopter le métal qu'en cas d'absolue nécessité.

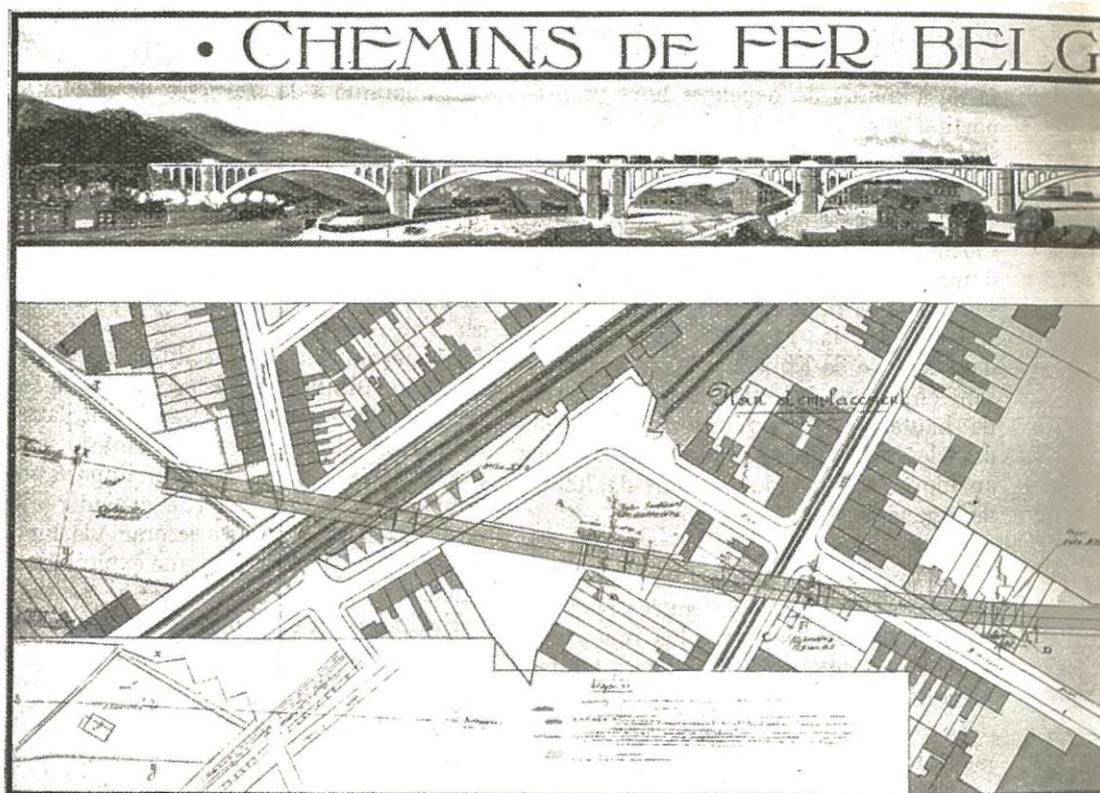
La maçonnerie dont la durée est pratiquement illimitée réduit au minimum les frais d'entretien et permet aisément l'augmentation des charges roulantes sans renforcement. Considération importante pour un pont-rail, l'inertie considérable de la masse des voûtes s'accommode bien des efforts dynamiques d'une exploitation intense.

Enfin le coût de renouvellement des tabliers métalliques aurait été très élevé à cause du niveau même de ceux-ci et l'on n'aurait pas pu éviter les interruptions de trafic.

Tels sont, en ordre principal, les facteurs qui déterminèrent l'adoption du pont-voûte en maçonnerie.

Le viaduc de Renory pouvant dans l'avenir, quoique dans une faible mesure, subir l'influence d'affaissements miniers, le type d'arc à trois rotules était tout indiqué, attendu que la stabilité élastique de la voûte est indépendante d'un léger mouvement des supports; l'arc à trois articulations donne seul la sécurité dans le cas d'un sous-sol inspirant peu de confiance.

De plus, dans ce système de voûtes, la température n'exerce aucune influence sur la tension existant dans la construction; avantage important: l'arc est isostatique et la courbe des pressions peut être tracée avec certitude.



III. — Matériau.

Le matériau adopté pour l'exécution des voûtes est le béton non armé. Tout en étant économique, à l'heure actuelle, il offre au point de vue résistance une sécurité suffisante.

Sur un chantier important, la qualité du ciment, la fabrication des bétons et sa mise en œuvre, peuvent être contrôlées de façon efficace.

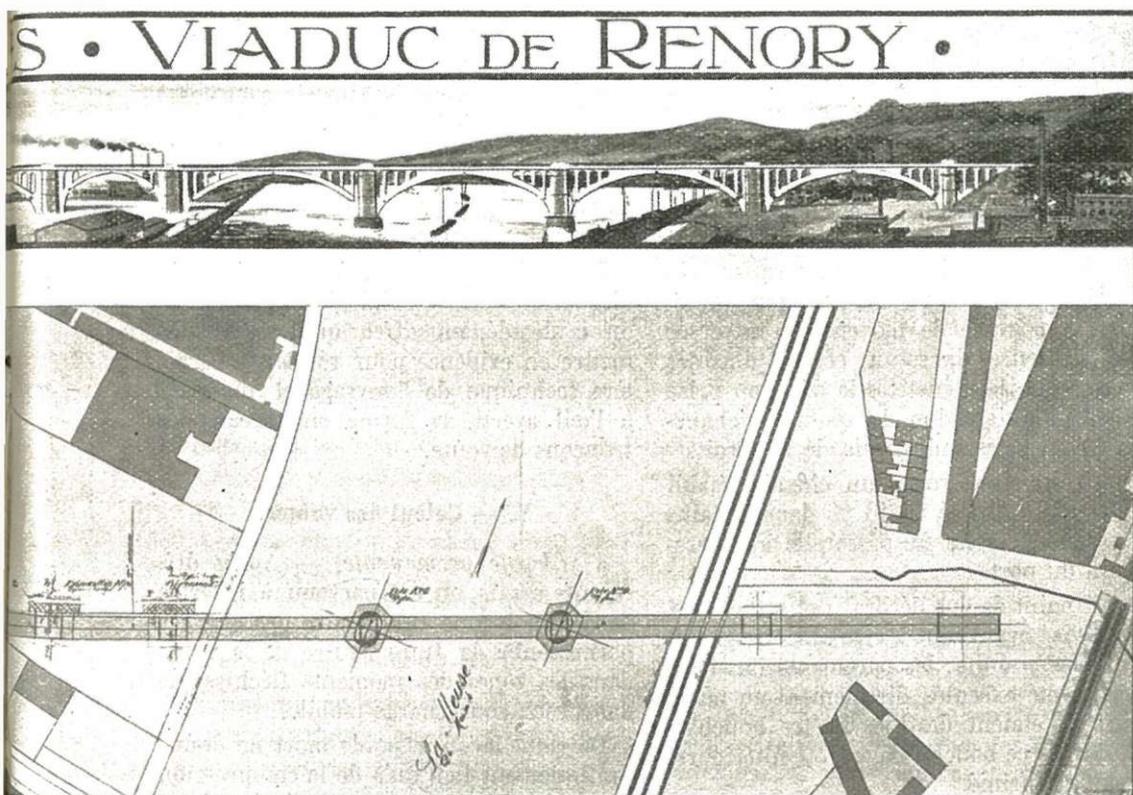
Quant au retrait, point faible de ce matériau, son effet est en l'occurrence pratiquement nul, le bétonnage étant effectué

par voussoirs séparés s'étendant d'un parament à l'autre des voûtes avec matage ultérieur des joints, au refus, au mortier sec de ciment riche.

IV. — Ordonnance générale du Viaduc (fig. 2).

Le viaduc est composé de neuf voûtes de 61 m. 40 d'ouverture et d'une voûte de 34 m.

Primitivement la traversée du port de Renory (rive droite de la Meuse), se faisait au moyen de 4 voûtes de 34 m. de



2.

portée, mais un accord avec l'administration des ponts et chaussées permit de substituer à deux de celles-ci un remblai évidemment moins coûteux.

Les deux voûtes restantes furent finalement remplacées par une arche unique de 61 m. 40.

Ainsi se justifie la présence de la voûte unique de 34 m. sur la rive gauche de la Meuse, formant dans le projet, par rapport au fleuve, le pendant des voûtes de même ouverture de la rive droite.

Les sujétions locales déterminèrent la portée de 61 m. 40.

Trois arches, dont une centrale, franchissent la Meuse en biais, mais les voûtes sont à retombée droite. Pour faciliter l'écoulement des eaux les axes des deux piles en Meuse ont été prévus parallèles à l'axe du fleuve.

Quatre piles-culées permettent, dans le sens longitudinal l'exécution du viaduc en plusieurs tronçons, d'où réduction du nombre de cintres et diminution de leur coût.

La largeur du corps de l'ouvrage est fixée à 8 m. 00 pour l'établissement de la double voie, dont une partie en courbe de

1 100 m. et un faible tronçon même en courbe de 401 m. 50.

La circulation du personnel de service est facilitée au moyen de trottoirs en encorbellement, assurant un passage de 0 m. 50 en dehors du gabarit.

Par après une passerelle en encorbellement, pour piétons, a été ajoutée sur l'étendue de 4 voûtes. L'accès à celle-ci sur la rive gauche, par un escalier très élevé, la rend certes peu pratique; toutefois la pénurie de moyens de traversée de la Meuse dans un centre d'usines aussi important justifie la décision prise par l'administration des ponts et chaussées et par les industriels de l'endroit.

Sur la rive droite, un chemin établi avec une déclivité de 10 % dans le talus du remblai relie la passerelle au terre-plein du port.

Au point de vue décoratif et esthétique, on a visé avant tout à être sincère en évitant des enduits; les parements ont dans ce but été exécutés directement en béton fin; ils étaient destinés à être bouchardés, mais ce bouchardage a été ultérieurement supprimé.

Un décor sobre, approprié au matériau utilisé et au caractère industriel de la région, rappelle le mode d'exécution en ne faisant généralement usage que de lignes simples, donnant lieu à des coffrages économiques. On a voulu ainsi, par des cannelures rectangulaires, des chanfreins, des moulures, vives et fournies, rompre l'aspect monotone du béton.

Une archivolte simple, mais vigoureuse, accentue le caractère de support bandé de la voûte.

Les tympanes sont élégis par des arcatures de décharge, en béton armé dont les douelles sont profilées en anse de panier s'harmonisant avec la courbe d'intrados des grandes voûtes.

Un garde-corps métallique d'aspect léger, couronne l'ensemble et est rompu par un motif en pierres bleues, au droit des pilastres, accusant ainsi la robustesse des piles et culées.

Les pilastres sont revêtus de grès, de teinte verte caractéristique des produits de la vallée de la Gileppe, avec chaînages en pierre de taille.

Les articulations en acier moulé, après discussion, ont été laissées apparentes; on a décidé, en effet, qu'il fallait les mettre en évidence pour révéler le caractère technique de l'ouvrage et justifier, à l'œil averti, la forme en fuseau des tronçons de voûte.

V. — Calcul des voûtes.

a) *Charge permanente.* — Après différents essais on est parvenu à inscrire dans le polygone funiculaire des charges permanentes la fibre neutre de la voûte dans les zones des moments fléchissants dangereux sous charge mobile.

De cette façon le poids mort ne donne pratiquement lieu qu'à de la compression et à de faibles moments de flexion favorables pour la résistance aux charges roulantes.

On a pu adopter comme courbe d'intrados une courbe définie algébriquement composée d'une parabole du second degré se raccordant à une parabole du sixième degré et ayant au point de raccord, même tangente et même rayon de courbure (même cercle osculateur). Cette dernière condition était nécessaire pour l'aspect.

b) *Charge mobile.* — Les deux voies ont été supposées chargées à raison de 10 t. par mètre courant, surcharge admise pour le calcul des ponts voûtés à l'époque de la rédaction du projet.

L'étude de la sollicitation par charge

mobile a été faite par la méthode classique des lignes d'influence. La voûte n'est sollicitée en aucun point à l'extension.

Le taux de compression maximum est de 40 kgr. par cm^2 , permettant aisément l'augmentation des charges roulantes dans l'avenir.

VI. — Dosage du béton.

Le béton de fondation est composé de :

200 kgr. de ciment Portland artificiel normal;

1000 l. de gravier de Meuse lavé 0 à 60 mm;

125 l. de sable du Rhin.

Le béton de la superstructure est composé de:

350 kgr. de ciment Portland artificiel normal;

1000 l. de gravier de Meuse lavé 0 à 60 mm.;

125 l. environ de sable du Rhin.

Aux quelques endroits où le rapprochement des armatures faisait craindre un manque de compacité du béton, dû à la difficulté du damage, on a utilisé du gravier de Meuse 0 à 30 mm. (entre les armatures des sommiers d'appuis des rotules, par exemple).

Les joints de matage ont été remplis au moyen du mélange suivant:

1000 l. de sable du Rhin;

600 kgr. de ciment Portland artificiel normal.

Des cubes d'essais de 30 cm. de côté confectionnés avec du béton prélevé à la bétonnière (donc de composition et de fabrication courante et non du béton de laboratoire) ont donné pour le béton à 350 kgr. de ciment Portland, à 28 jours d'âge, des résistances moyennes de 220 kgr./cm^2 avec un minimum de 175 kgr./cm^2 .

Pour ce qui est des joints de matage, à titre d'essai, on a bétonné, en station verticale (donc normale) un joint de 6 cm. d'épaisseur, 0 m. 50 de longueur et 2 m. 50 de hauteur. Dans la plaque ainsi obtenue, il a été découpé au laboratoire 9 cubes de 5 cm. de côté.

Ces cubes, essayés à 28 jours, ont donné une résistance moyenne à l'écrasement de 831 kgr./cm^2 avec minimum de 692 kgr./cm^2 et maximum de 962 kgr./cm^2 .

La quantité de sable incorporée dans les mélanges de béton était sujette à variation suivant la composition granulométrique du gravier tout venant mis en œuvre.

DEUXIÈME PARTIE.

L'Exécution.

Installation générale du chantier et approvisionnement des matériaux.

La rareté de la main-d'œuvre et ses exigences, le désir de mener les travaux rapidement et scientifiquement, ont poussé à mécaniser l'exécution dans les limites possibles.

La faible capacité de la gare de Sclesin a décidé l'entreprise à recevoir en majeure partie les matériaux par eau.

C'est ainsi que le gravier, le sable et le ciment arrivaient par la Meuse; seuls les aciers, le matériel et le bois étaient amenés par fer, ces derniers approvisionnements ne représentant qu'une très faible partie du tonnage global.

De plus, les terrains mis à la disposition de l'entrepreneur étaient totalement insuffisants. Ce fait a entraîné des locations à des prix très élevés et obligé à s'installer de façon à utiliser le plus rationnellement possible l'espace dont on disposait.

Ceci exposé, on comprendra aisément le dispositif d'ensemble représenté au plan schématique de la figure n° 3.

Une estacade à claire-voie construite en rondins et demi-rondins (rondins sciés en deux dans le sens de la longueur) cloués face plane en l'air, a été établie normalement à la Meuse sur une longueur de 200 m. environ.

Au bout de celle-ci sont placées les granges à ciment.

La plateforme de la passerelle présente une pente d'un demi-centimètre par mètre vers le chantier.

Le gravier et le sable arrivant par chaland sous l'estacade sont déchargés par une benne preneuse automatique actionnée électriquement. Les matériaux sont versés dans les caisses de wagonnets Decauville par l'intermédiaire d'une trémie. Les wagonnets sont roulés et basculés en un point quelconque de l'estacade.

Le stock se trouve ainsi constitué sous les voies entraînant une double économie du fait du gain de place et de ce que le relevage au tas, toujours très coûteux, est évité.

Le gravier est alors repris par une nouvelle benne qui le met en silos; c'est sous ces silos que les wagonnets doseurs, d'une forme spéciale, en vue d'une manutention économique, viennent se remplir.

L'emplacement du silo, entre les bétonnières, à 6 m. de chacune d'elles réduit la distance de roulage au minimum.

Pour la manutention du sable il n'a pas été établi de silo, l'emploi du gravier tout venant ayant très fortement réduit le dosage en sable, il s'est révélé plus simple de l'amener au bac de la bétonnière au moyen de brouettes.

Le ciment est déchargé par le derrick à la berge sur des plateaux déposés sur trucks plats circulant sur l'estacade, il est ainsi amené jusqu'aux granges. Il ar-

rive à la partie supérieure de celles-ci et est mis en place par descente sur glissières mobiles.

Il sera repris à la partie inférieure des granges pour le bétonnage.

Cette installation plus importante sur la rive gauche de la Meuse que sur la rive droite, alimente deux bétonnières du système « Roll », d'un mètre cube de capacité sur la première rive et une sur la seconde.

L'ensemble des installations mécaniques en marche normale du chantier n'a pas nécessité moins de 60 moteurs électriques de toutes puissances variant de 0.25 ch. à 90 ch.

La puissance installée dépassait 1 000 ch. Tous les appareils ne fonctionnaient évidemment pas simultanément.

La sous-station établie par l'entreprise s'est pourtant révélée quelquefois trop faible.

Cette sous-station comportait deux transformateurs de 200 KVA. chacun avec leurs accessoires, transformant en 220 volts triphasés le courant reçu en 6 300 volts.

Dans cette sous-station était également installé un groupe asynchrone synchronisé tournant jour et nuit, destiné à relever le cosinus de l'installation, fatalement mauvais avec des appareils à démarrages continus, et à éviter les amendes élevées que son insuffisance entraînerait.

Le béton fabriqué était transporté au lieu d'utilisation par voies Decauville aux abords des bétonnières et par cinq tracteurs-autos pour les endroits éloignés et qui en étaient séparés par des artères à trafic intense.

L'installation d'un transporteur aérien était trop coûteuse et compliquée par la courbe du viaduc.

II. — Fondations.

1. *Forme des fondations.* — Les fondations figurant aux plans de l'administration des chemins de fer avaient une forme rectangulaire. Elles devaient être descendues sur le schiste que l'on faisait travailler à 10 kgr./cm².

Le procédé d'exécution était laissé au choix de l'entrepreneur sauf pour les piles en Meuse où l'emploi de caissons à air comprimé était prescrit.

La nature du sol, à peu près uniforme, se présentait comme suit :

de 0 à 1 m. : terre végétale.

de 1 à 10 m. : gravier avec blocs erratiques atteignant jusqu'à 0 m² 75.

à 10 m. : le schiste sain recouvert de 30 à 40 cm. de schiste altéré.

Ce schiste appartient au houiller (carboniférien) et est à certains endroits remplacé par du grès tendre.

À 3 m. de profondeur, on rencontrait l'eau; les venues de celle-ci furent aussi abondantes loin de la Meuse que dans le fleuve; ce dernier ayant sous le sol un lit plus large que celui apparent.

L'entreprise décida de fonder les piles sur berges à l'abri de batardeaux en palplanches métalliques.

Les piles courantes avaient une surface d'assise de 15 × 15 m. environ; les culées extrêmes de 11 m. 50 × 22 m.

On saisit immédiatement la difficulté que présente le blindage de fouilles d'aussi grandes dimensions subissant des poussées de pareil ordre de grandeur. L'entreprise proposa dès lors, aux instances de son ingénieur conseil, M. Caquot, à l'administration des chemins de fer, qui accepta, de substituer à la forme rectangulaire une forme ovale. Le blindage devenait ainsi beaucoup plus aisé.

La suppression des angles présentait

encore l'avantage de s'éloigner de certaines constructions existantes.

La seule condition qui ait été imposée fut que le taux de travail maximum du sol primitivement adopté, ne fut en aucun cas dépassé.

Les dimensions des nouvelles fondations arrêtées, on étudia le blindage de la plus grande d'entre elles. On fut conduit de cette manière à adopter une ovale dont les axes avaient respectivement 19.00 m. et 16 m. 80.

De cette façon on conservait même pour la plus grande fondation entre les palplanches et le béton à venir une marge de 0. m. 50 permettant de battre un second rideau de palplanches en cas de dégraissage ou de détérioration importante, pouvant occasionner des venues d'eau par trop considérables.

Cette précaution n'a heureusement servi que pour deux fouilles où elle fut du plus grand secours. Ce fut le cas pour la pile n° 4 qui était traversée par une petite faille de schiste houiller, que l'on avait d'ailleurs repérée sur la carte géologique de la région, et que les graphiques de battage des palplanches dont il sera question plus loin, indiquaient parfaitement.

Ce procédé permettait en outre, pour toutes les fouilles, de laisser contre le pied des palplanches légèrement enfoncées dans le schiste, un bourrelet de gravier qui aidait à assurer l'étanchéité.

Les palplanches utilisées furent les Terres Rouges type III qui au moment de leur acquisition présentaient le $\frac{1}{V}$ cm³ francs le plus économique.

2. *Battage des palplanches.* — Le procédé adopté pour l'enfoncement fut le battage progressif: les palplanches étaient

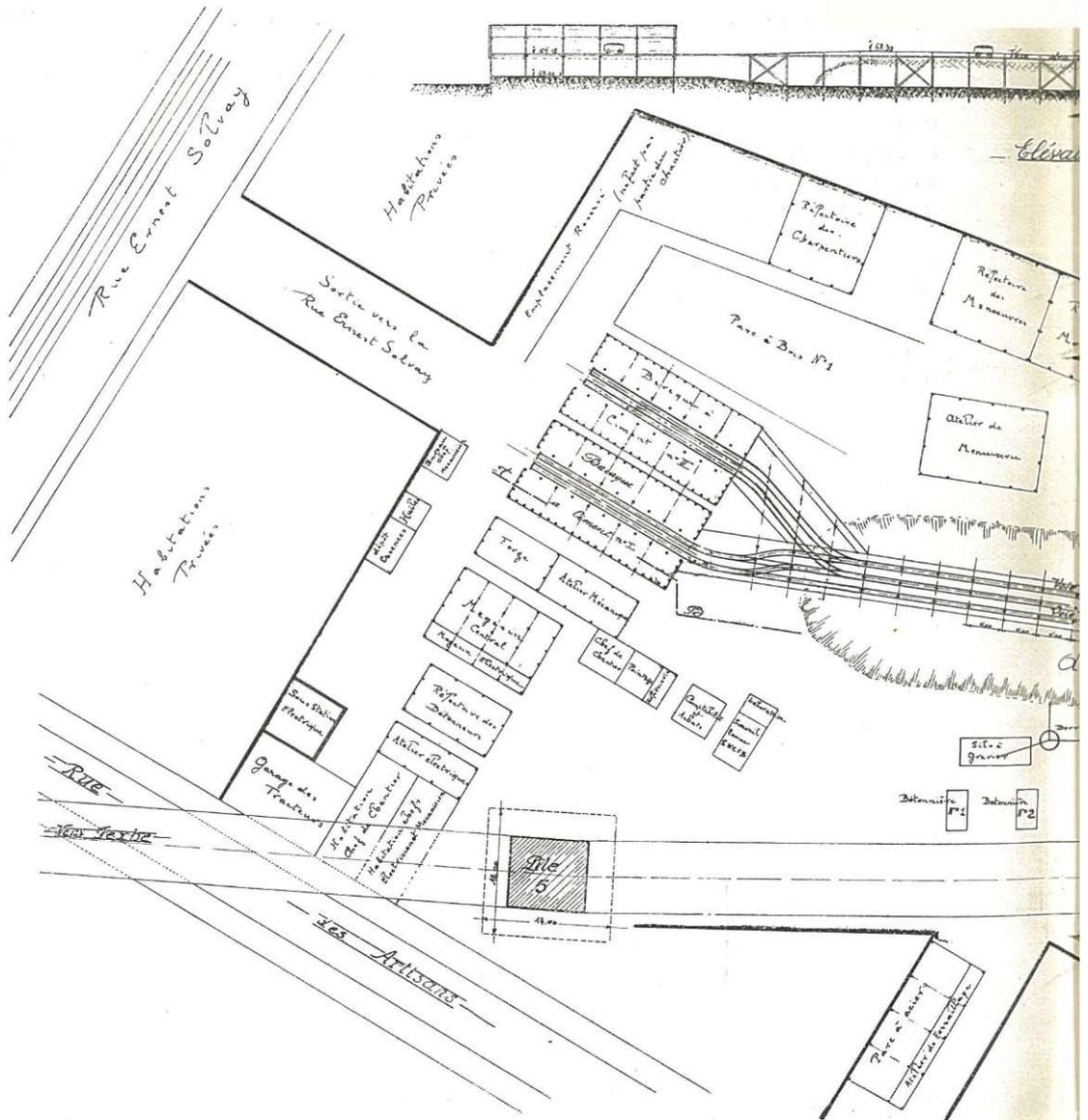
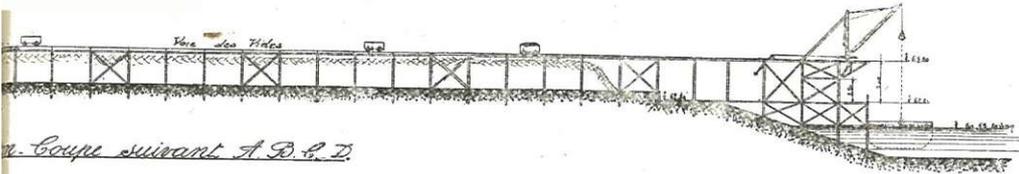


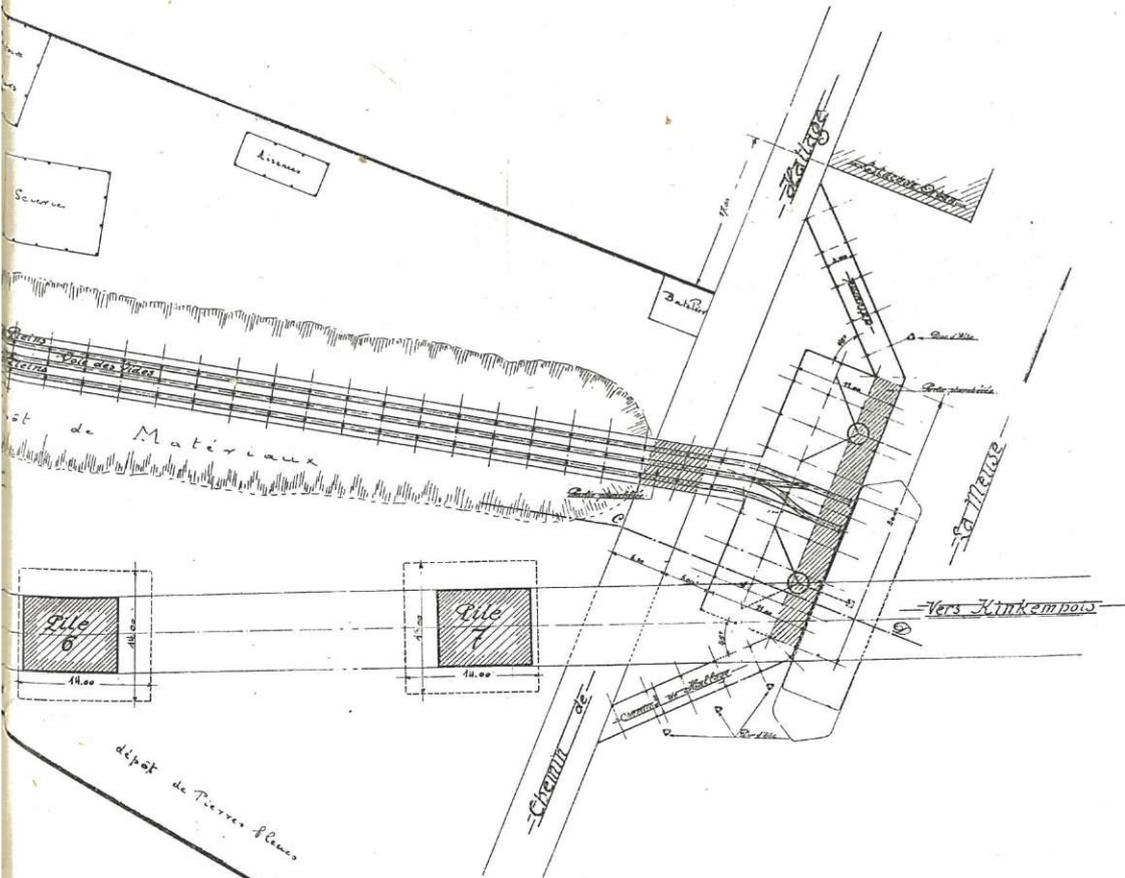
Fig. 3. — Viaduc de Renory.

d'abord toutes dressées et emboîtées; elles ne subissaient qu'une mise en fiche de 1 m., l'ovale était de la sorte entière-

ment dessiné avant que l'on procédât au battage proprement dit. Pour dresser et emboîter les palplan-



Coupe suivant A.B.C.D.



Chantier central rive gauche.

ches de 10 à 12 m. de longueur, on construisait un gabarit surélevé de 4 m. environ (fig. n° 4). La sonnette se déplaçait

sur cet échafaudage; la surélévation du plancher de travail facilitait l'emboîtement des palplanches et permettait l'emploi

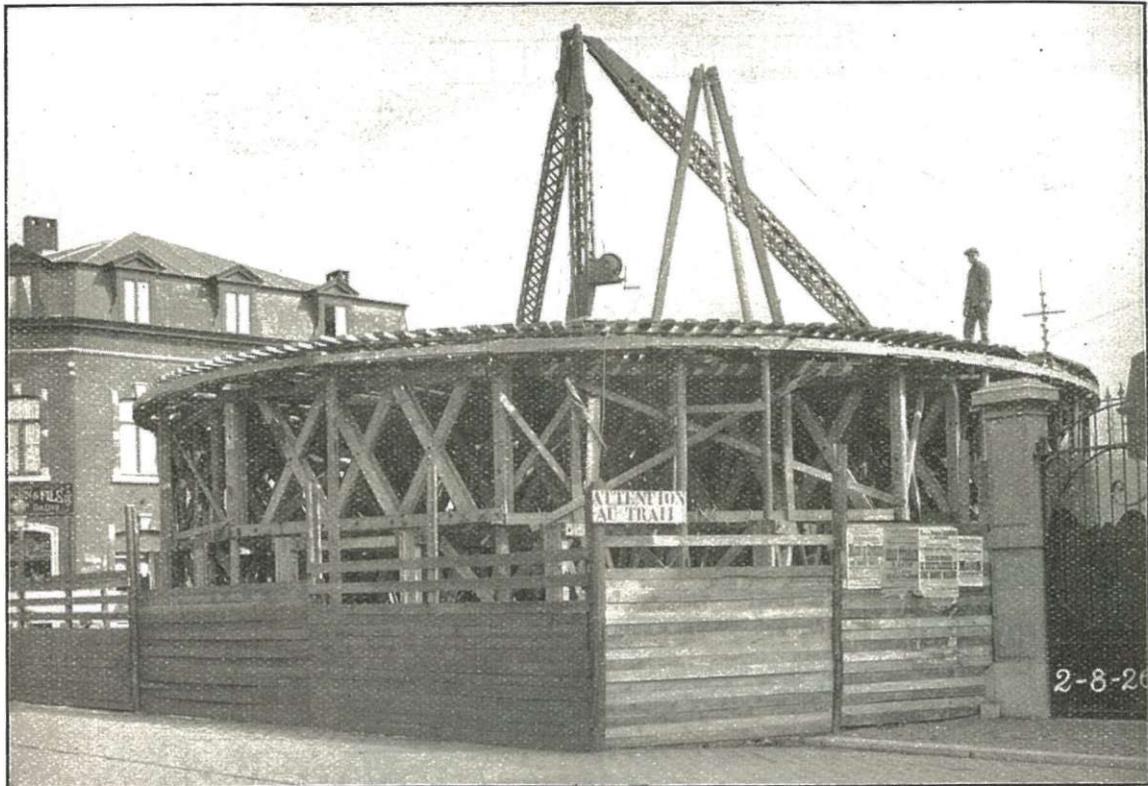


Fig. 4.

d'une sonnette moins haute, donc plus maniable .

Une fois mises en fiche, on battait les palplanches par passes de 1 m. à 1 m. 50 maximum; la sonnette faisait donc 6 à 7 fois le tour du gabarit avant qu'elles ne soient battues à fond.

Ce procédé qui est évidemment plus long a donné d'excellents résultats; on a évité les déboîtages de palplanches arrivant si facilement quand on les bat directement à fond, l'une après l'autre, la noix étant au début guidée sur une trop faible longueur.

L'enfoncement des palplanches était suivi de très près: palplanche par palplanche, et l'on dressait un graphique de battage dont nous donnons un extrait d'autre part (fig. 5).

Sur ce graphique apparaissaient nettement toutes les anomalies dans l'enfoncement. Cela permettait de veiller particulièrement à la descente de certaines palplanches rétives, de les arrêter au besoin et d'enlever les pierres errantes bloquées sous leur pied, si ce pied ne se trouvait pas encore trop bas.

De plus, c'était le seul moyen dont on

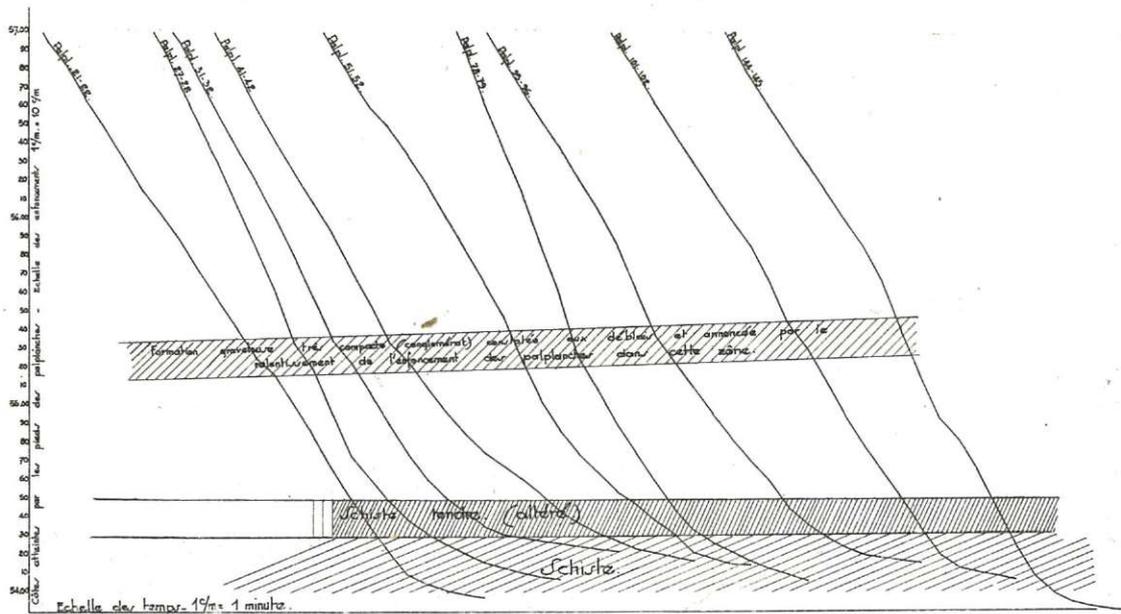


Fig. 5. — Extrait du graphique de battage des palplanches de la pile n° 3.

disposait pour s'assurer de la fin du battage. En effet, de par le ralentissement à l'enfoncement pendant un temps unitaire (la minute) pour une cadence déterminée du marteau, le graphique présentait un changement de direction marqué. Dès que la tangente à la courbe de battage se rapprochait de l'horizontale on était prévenu de la fin proche du battage et il n'y avait plus qu'à surveiller minutieusement l'enfoncement pour l'arrêter en temps de manière à être sûr d'atteindre le schiste tout en évitant de détériorer la tête et le pied de la palplanche.

Pour la première fouille, il y avait évidemment un doute sur la pénétration dans le schiste, mais aussitôt cette fouille déblayée, ce doute fut levé. On put constater *de visu* l'entrée dans le schiste de certaines palplanches; s'en référant au graphique on en déduisait leur vitesse d'enfoncement à fin de battage.

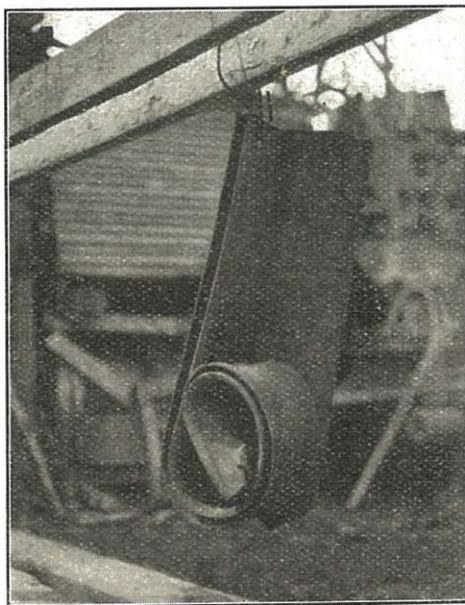


Fig. 6.

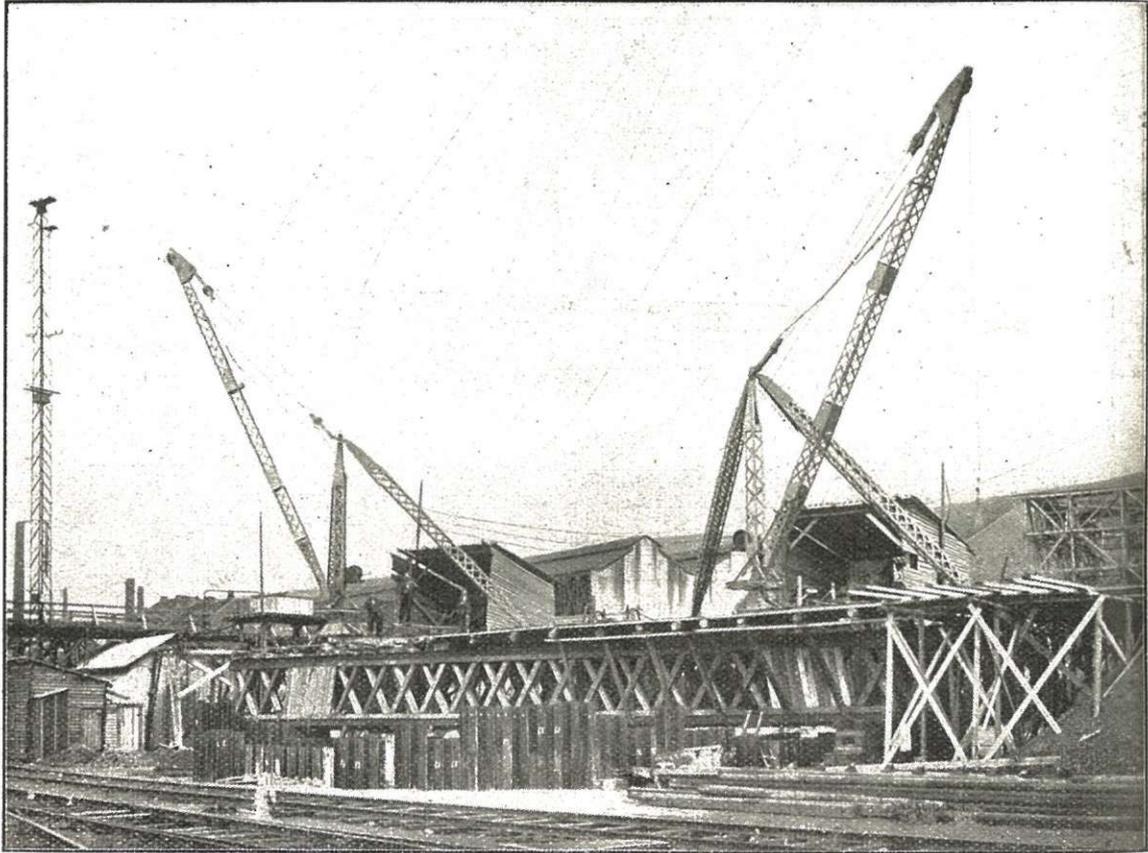


Fig. 7.

Dans la suite toutes les palplanches furent battues jusqu'à ce que cette allure fut atteinte, allure dévoilant l'arrivée dans la formation schisteuse.

Ce procédé a donné pleine satisfaction; le schiste a toujours été atteint et les palplanches ménagées ont conservé une grande valeur marchande qui a permis de les revendre aisément et à bon prix après les avoir utilisées 3 et 4 fois.

Avant chaque réutilisation, le personnel du chantier vérifiait les palplanches. Cette vérification consistait à promener

dans leur emboîtement un gabarit d'un mètre de long environ et à refermer la noix à coups de masses aux endroits où elle s'était trop ouverte.

En quatre endroits seulement il y eut déboîtement sérieux de palplanches; il faut toutefois admettre que la chose était inévitable, des palplanches avaient atteint de gros rognons de grès qui les avaient fort endommagées (fig. 6).

3. *Déblais et étayages.* — Les palplanches battues, on commençait les déblais;

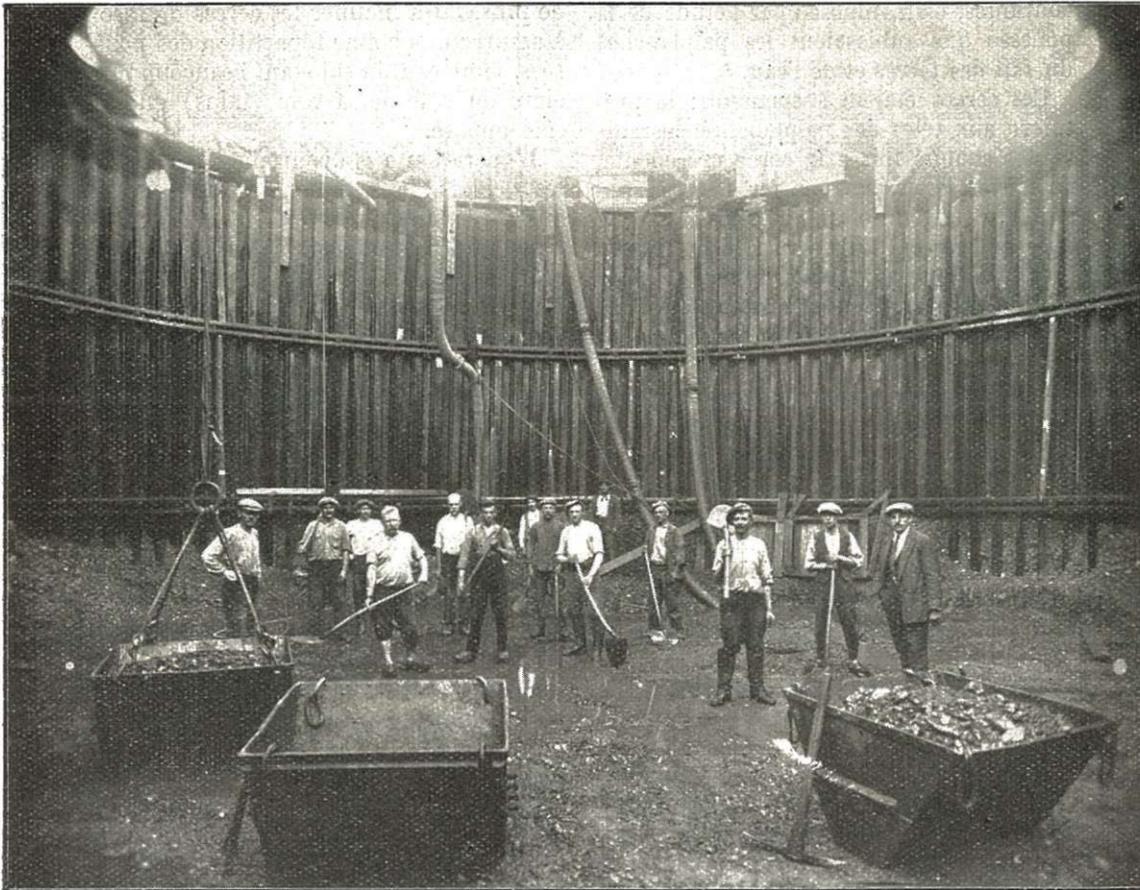


Fig. 8.

ceux-ci étaient exécutés au moyen de grappins modèle « Barnard » dits : « half-tine » d'un mètre cube et quart de capacité. Le grappin était mû par le treuil électrique d'un derrick métallique installé sur un portique roulant en bois, qui pouvait se déplacer au-dessus de la fouille (fig. 7). Le treuil était capable d'une levée de 3 t. à une vitesse d'un mètre à la seconde.

Les palplanches étaient étayées au moyen de cerces constituées chacune par 2 rails type 52 kgr. Etat Belge, cintrés à champ. Il n'y avait donc aucun étau en travers de la fouille laissant ainsi complètement dégagé un espace de 250 m² où il était aisé de travailler tant pour l'extraction des terres que pour le bétonnage (fig. 8).

La répartition des cerces en nombre

variable de deux à trois pour les fouilles courantes, était imposée par l'étude de la poussée que subissaient les palplanches du fait des terres et de l'eau.

Ces cerces étaient suspendues: la première aux têtes des palplanches, les suivantes chaque fois à la cerce précédente, au moyen de crochets en fer. Cette disposition n'était utile qu'au moment de la pose des cerces. Plus tard elle ne constituait plus qu'une doublure pour la sécurité, la pression donnant alors naissance à un frottement empêchant le glissement des cerces.

Ces dernières étaient en outre contre-butées entre elles par des étançons verticaux destinés à les empêcher, au cas où un mouvement aurait eu tendance à se produire, de se dérober par flambement.

Les palplanches étaient butées contre les cerces par l'intermédiaire de coins en chêne, de 10 cm. d'épaisseur environ, régulièrement espacés sur le pourtour de la fouille.

Ce procédé avait l'avantage, en cas de faible venue d'eau, de permettre de glisser entre la cerce et les palplanches de nouvelles palplanches épousant homothétiquement le tracé en plan des premières et pour lesquelles il ne fallait pas d'étayage nouveau; il suffisait de remplacer les coins primitifs par de nouveaux moins épais.

L'étude du blindage de la pile n° 2 située dans le talus du chemin de fer de la Compagnie du Nord Belge, a été particulièrement délicate. Les fouilles ont en effet été descendues à 13 m. 00 sous le niveau du rail et les palplanches n'en étaient distantes que de 1 m. 75. Il fallait maintenir le trafic de trains lourds, tel l'express Liège-Paris.

Le problème a été résolu par l'emploi de 4 cerces métalliques et d'une cerce en béton armé, le chantier ne disposant plus

de cerces métalliques à ce moment. Il a de plus, fallu incliner les cerces de façon à assurer une bonne répartition des poussées, le niveau du sol étant beaucoup plus élevé du côté de la voie (talus) que du côté opposé.

L'opération a été couronnée de succès: les déblais, le bétonnage et le remblai ont été exécutés sans que les voies aient tassé de plus de 5 cm., la maçonnerie du mur de quai s'est infléchi de quelques centimètres seulement, sans jamais présenter de fissures.

Nous croyons intéressant de donner, pour nos jeunes collègues, un aperçu de la méthode suivie dans le calcul du blindage de la fouille de cette pile.

Cette fouille, de forme ovale, avait une profondeur, avons-nous dit, de 13 m. au droit du quai à voyageurs de la halte de Selessin, à 1 m. 75 du rail extérieur de la voie Liège-Namur.

A cet endroit la ligne est en remblai; au pied du talus longeant le chemin d'accès à la station la fouille n'avait que 10 m. de profondeur, le quai étant 3 m. plus haut que la chaussée de la route latérale.

A cette dissymétrie de sollicitation de la paroi en palplanches soumise à la poussée des terres, venait s'ajouter la surcharge avec impact des voies contiguës, maintenues en service.

Il fallait donc raidir cette paroi de façon à ce que la fouille ne s'ovalise par raccourcissement du petit axe et allongement correspondant du grand, le périmètre restant constant, cas classique d'un tube comprimé extérieurement s'écrasant dès que la fibre moyenne s'écarte de la forme circulaire.

En dernière analyse, il s'agissait de s'assurer que les cerces ou cadres raidisseurs judicieusement espacés en hauteur, avaient un équarrissage suffisant pour

prévenir tout voilement du rideau de palanques.

Ces cerces étaient appelées à subir de la part des terres sur certaines zones, des poussées actives et sur d'autres zones, des poussées passives ou butées s'opposant à toute déformation de la section transversale.

On fut donc amené à déterminer les poussées sur la paroi au voisinage de la voie ferrée.

Ces poussées sont les suivantes :

1° Poussée des terres au-dessus du niveau de la nappe aquifère.

Celle-ci est donnée par la formule de Rankine, établie par ce dernier pour le sable, en faisant abstraction de la cohésion du massif terreux; cette formule était tout indiquée attendu qu'on se trouvait en présence d'une formation graveleuse.

Poussée active :

$$p_1 = w \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

h = profondeur sous le terre-plein où s'exerce la poussée p .

w = densité des terres soit 1.8 tonne/m³.

φ = angle de frottement dit du talus naturel, soit 37° d'où $p_1 = 0.45 h$.

2° Poussée active des terres et poussée de l'eau au-dessous du niveau de la nappe aquifère.

La poussée active est donnée pour la terre immergée par la formule précédente, mais où w est le poids du m³ diminué du poids de l'eau déplacée, soit sensiblement $w = 1$; pour l'eau c'est la pression hydrostatique.

La pression totale est ainsi :

$$p = h \times 1 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h = 1.25 h.$$

Cette pression est donc plus forte que

la pression des terres sèches de la quantité

$$p_2 = p - p_1 = 1.25 h - 0.45 h = 0.8 h.$$

3° Poussée horizontale p_3 due au passage des trains.

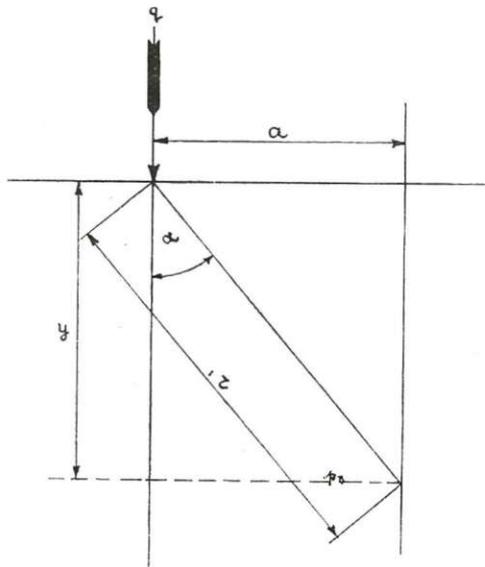


Fig. 9.

Les deux voies principales sont supposées chargées par des essieux de 22 t. 5, espacés de 1 m. 50, soit $\frac{22.5}{1.5 \times 2} = 7.5$ t. par mètre courant de rail.

Si le sol était rigoureusement élastique, la poussée sur une paroi verticale serait déterminée par la loi de Boussinesq.

Cette loi s'écrit pour une charge q par mètre courant agissant sur un massif limité par un plan horizontal et pour une paroi verticale distante de a de la ligne de charge (fig. 9)

$$p_3 = \frac{2q}{\pi r} \cos \alpha \sin^2 \alpha = \frac{2q}{\pi a} \cos \alpha \sin^3 \alpha$$

r étant la distance de l'élément vertical

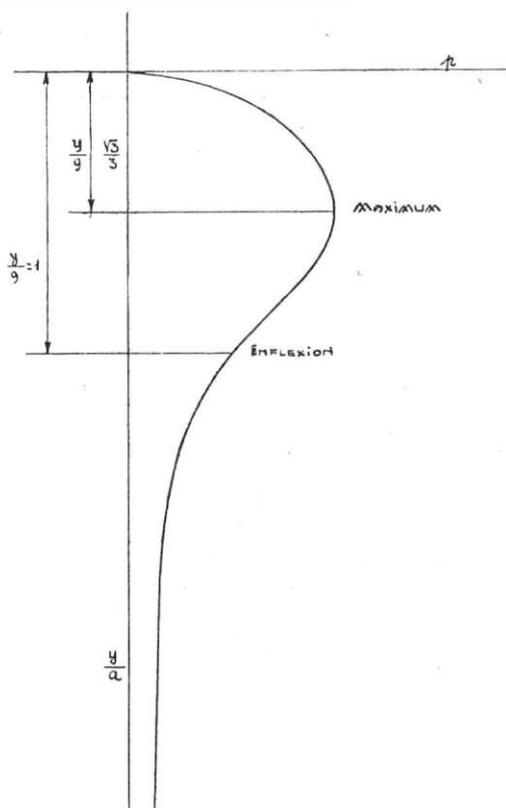


Fig. 10.

à la ligne de charge et α l'angle du rayon vecteur correspondant avec la verticale.

	$y = 1$	2	4	8	16
Pour $a = 1.75$	$p_3 = 0.89$	0.59	0.16	0.03	0.003
Pour $a = 3.25$	$p_3 = 0.38$	0.48	0.29	0.08	1.02
Pour $a = 5.35$	$p_3 = 0.16$	0.26	0.28	0.13	0.03
Pour $a = 6.85$	$p_3 = 0.10$	0.18	0.23	0.15	0.04
	$\Sigma p_3 = 1.53$	1.51	0.96	0.39	0.09

Il est facile de se rendre compte que cette loi suppose des efforts élastiques qui, au voisinage de la surface libre, font avec la normale à l'élément de surface, des angles supérieurs à l'angle

$$\varphi = \left(\frac{\text{composante horizontale}}{\text{composante verticale}} = \frac{a^2}{y^2} \right)$$

Si y est la profondeur de l'élément :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{y}; \quad \cos \alpha = y (a^2 + y^2)^{-\frac{1}{2}};$$

$$\operatorname{sin}^3 \alpha = a^3 (a^2 + y^2)^{-\frac{3}{2}}$$

d'où pour la composante horizontale p_3 , de la poussée :

$$p_3 = \frac{2q}{\pi a} y (a^2 + y^2)^{-\frac{1}{2}}$$

$$\times a^3 (a^2 + y^2)^{-\frac{3}{2}} = \frac{2}{\pi} q y \frac{a^2}{(a^2 + y^2)^2}$$

pour mémoire la composante verticale vaut :

$$\frac{2}{\pi} q \frac{y^3}{(a^2 + y^2)^2}$$

Pour gouverner p_3 est une fonction continue de y présentant un maximum pour $y = \frac{a\sqrt{3}}{3}$ et un point d'inflexion pour $y = a$.

La courbe de la figure n° 10 indique l'allure de la loi $p =$ fonction de $\frac{y}{a}$ et montre que la poussée diminue très rapidement au fur et à mesure que la profondeur croît.

Pour les quatre rails, les distances a sont : 1 m. 75, 3 m. 25, 5 m. 35, 6 m. 85; on en déduit le tableau suivant :

Au voisinage du terre-plein, la poussée passive des terres est une limite absolue ne pouvant être dépassée; la poussée de Boussinesq ne peut ainsi s'y réaliser et les poussées indiquées sont pour toute la zone supérieure des maxima qui ne peuvent être atteints.

Si au contraire, on pénètre de plus en plus loin dans le massif, les pressions et les poussées de Boussinesq, comme on l'a vu plus haut, diminuent très rapidement par suite de la direction radiale des isostatiques.

L'hypothèse la plus défavorable que

$$\frac{22.5}{\text{surface afférente à un essieu}} = \frac{22.5}{1.5 \times 3.6} = 4.16 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donnant une poussée de } 4.16 \text{ tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4.16 \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) = 1.04 \text{ t/m}^2.$$

L'épure des pressions de la figure 11 montre qu'à partir de 4 m. 20 cette poussée dépasse celle de Boussinesq; il est donc logique d'étudier le blindage de la fouille en adoptant une courbe enveloppe des poussées déterminée pour les 4.20 premiers mètres par la poussée de Boussinesq et pour la partie inférieure par la poussée des isostatiques parallèles.

Pour tenir compte de l'impact et des trépidations on a doublé les poussées afférentes aux trains.

Au planimètre, par intégration graphique, ou analytiquement, on trouve que la poussée totale par mètre de paroi est de 92 t.

Pour étudier le blindage, il faut et il suffit que l'on connaisse les poussées maxima sur la génératrice la plus sollicitée. On doit donc chercher les conditions de sollicitation maxima des surfaces du remblai.

Pour la poussée propre des terres, on a supposé que tout le terre-plein était à la côte du quai de la voie ferrée; en fait cette hauteur de terres ne régnait que sur une surface réduite du terre-plein.

Pour la pression supplémentaire due à l'eau, on a admis que le niveau normal de la nappe aquifère se trouvait à 7 m. 60 au-dessus du fond de la fouille.

l'on puisse faire sur les pressions à grande profondeur est au contraire que le faisceau des isostatiques est composé de droites parallèles et que les pressions horizontales se conservent.

Dans ces conditions les pressions seraient en tous points de

La surcharge due aux convois est supposée réalisée par une suite indéfinie d'essieux de 22 t. 5 espacés de 1 m. 50.

Ces conditions conduisent donc bien au maximum de poussée.

Pour le calcul des cerces on peut admettre que dans celles-ci les efforts suivent le funiculaire correspondant à la fibre moyenne, les sections transversales étant comprimées.

La poussée des terres, du côté du chemin parallèle au pied du remblai, doit équilibrer rigoureusement la poussée déterminée du côté des voies et figurée à l'épure (fig. 11).

Il est à remarquer que les rayons de courbure des cerces sont les mêmes dans ces deux régions.

Le massif des terres est en équilibre sous l'action de forces horizontales comprises entre les deux valeurs ci-dessous, totalisant la poussée de l'eau et celle du terrain

$$h + 1 \times h \text{ tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.25 h$$

et

$$h + 1 \times h \text{ tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 5 h.$$

La première valeur, limite minimum

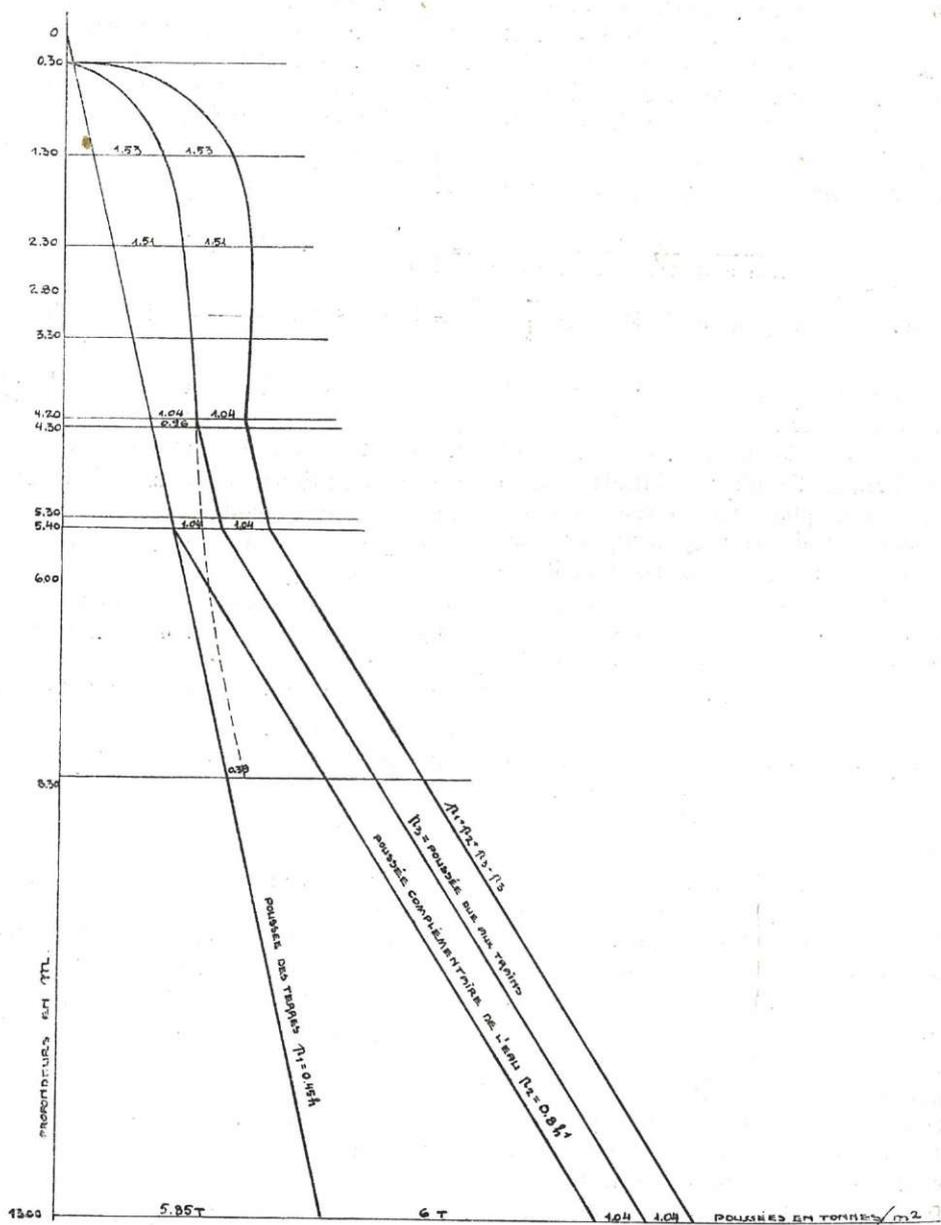


Fig. 11. — Diagramme donnant les poussées en tonnes par m² sur une paroi verticale à 1 m. 75 du rail.

(poussée active), donne une poussée totale de :

$$p = 1.25 \frac{h^2}{2} = 1.25 \times \frac{100}{2} = 62 \text{ t. } \bar{5}$$

La seconde valeur, limite maximum (poussée passive), donne une poussée totale de :

$$p = 5 \frac{h^2}{2} = \frac{5 \times 100}{2} = 250 \text{ t.}$$

L'effort demandé étant de 92 t., résultante calculée plus haut, l'équilibre est très satisfaisant.

Les palplanches ont été calculées comme poutres continues appuyées sur les cerces (l'extrémité ou pointe étant supposée libre) après avoir fixé une répartition judicieuse de ces dernières en s'aidant du diagramme des pressions.

Quant aux cerces la charge par mètre courant étant p et le rayon de courbure ρ , la théorie classique des pièces courbes donne comme effort de compression $p \rho$.

Dans ces conditions, avec les quatre cerces disposées suivant le croquis de la figure 11 le taux de travail maximum des palplanches est de 13 kgr. 75/mm² et celui des cerces de 21 kgr. 5/mm².

Cette méthode de vérification, fondée sur l'hypothèse de cerces uniquement comprimées, peut paraître un peu simpliste à certains esprits rigoureux.

Nous esquissons ci-dessous une solution du problème basée sur la théorie du travail moléculaire, capable de fournir la répartition des moments fléchissants, efforts tranchants et axiaux dans les anneaux raidisseurs.

Supposons donc une cerce de forme ovale ou elliptique soumise à l'action de pressions p par mètre courant uniformément réparties et normales à la fibre moyenne (fig. 12).

Isolons le quart de l'ovale ou de l'ellipse; par raison de symétrie on a :

$$T_0 = T_1 = 0.$$

N_0 et N_1 se déterminent aisément par la statique.

Soit M le moment en un point quelconque A de la courbe de coordonnées x et y , on a

$$M = M_0 - N_0 y + p \times A_0 A \times \frac{A_0 A}{2}$$

expression dans laquelle seule M_0 est inconnue.

L'arc $A_0 A_1$ étant à liaison complète par rapport à un moment auxiliaire m , attendu que les liaisons A_0 et A_1 ne permettent aucune rotation par suite de la symétrie, on peut écrire :

$$\frac{dT}{dm} = 0$$

en appliquant les moments auxiliaires m et $-m$ respectivement en A_0 et A_1 .

D'autre part. N et T sont indépendants de m , d'où il résulte que :

$$\int_0^{s_1} M \frac{dM}{dm} ds = 0$$

Par suite de l'adjonction du système statiquement équivalent à zéro ($m, -m$) aux forces extérieures sollicitantes, le moment M vaut :

$$M_0 + m - N_0 y + p \times \frac{A_0 A^2}{2}$$

d'où

$$\frac{dM}{dm} = 1$$

Faisant $m = 0$ après dérivation, l'inertie de la cerce étant constante, on obtient :

$$\int_0^{s_1} M_0 ds - \int_0^{s_1} N_0 y ds + \int_0^{s_1} \frac{1}{2} p (x^2 + y^2) ds = 0$$

équation qui nous fournira M_0 .

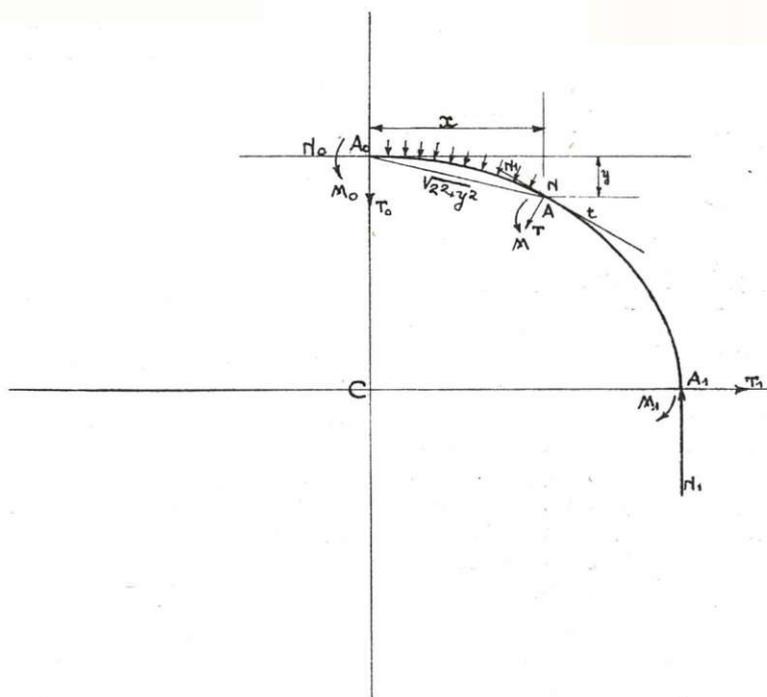


Fig. 12.

C'est somme toute une application justifiée du théorème du travail minimum.

La méthode la plus simple pour la détermination des intégrales est la méthode graphique, à moins que l'équation de la courbe permette l'intégration par les moyens ordinaires.

L'effort axial en un point quelconque A est donné par l'expression:

$$(N_0 - py) \cos t + \rho x \sin t.$$

Ainsi se trouve déterminée rigoureusement dans le cas général la sollicitation d'une cerce raidisseuse.

Pour permettre éventuellement l'étude d'un blindage économique au cas où la formation serait argileuse au lieu de graveleuse, nous donnerons à titre d'indication la méthode que nous aurions suivie.

méthode faisant usage des résultats des expériences de l'ingénieur anglais Bell, sur différentes sortes d'argile.

On sait que les particules de la surface d'un talus tendent à glisser sous l'effet de la composante tangentielle de la pesanteur. Si, malgré leur mobilité, leur équilibre n'est pas rompu, c'est que, par frottement, les particules superficielles sont retenues par celles immédiatement sous-jacentes.

Mais le frottement seul ne suffit pas à expliquer tous les faits d'observation; le coefficient de frottement devrait en effet être infini pour justifier la tenue à pic de certains talus argileux.

Il faut donc admettre que l'argile sèche, ou légèrement humide, possède à un certain degré la cohésion des corps solides

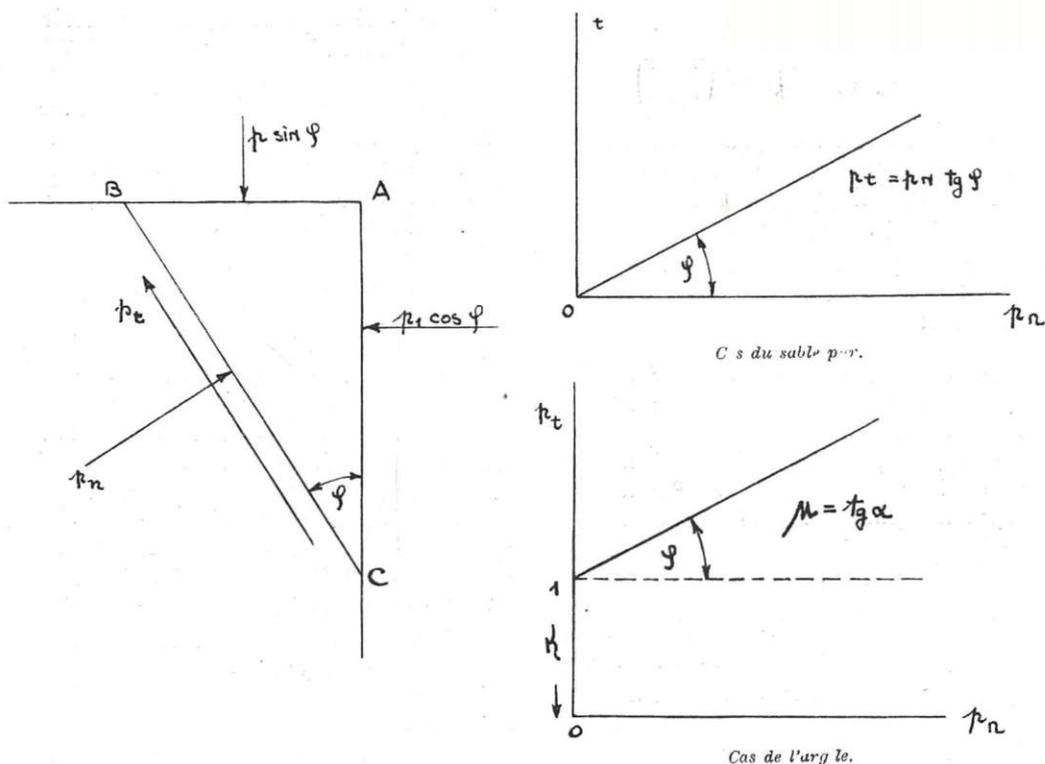


Fig. 13.

dont une des caractéristiques est la résistance au glissement.

C'est en somme l'hypothèse faite par Coulomb, à savoir que la force opposée au glissement mutuel de deux portions d'un massif de terre sur un plan commun se compose de deux termes :

1° Le frottement proportionnel à la pression normale comme dans le glissement de deux solides l'un sur l'autre ;

2° La cohésion, indépendante de la pression normale ayant une valeur déterminée par unité de surface, donc proportionnelle à la surface de séparation.

L'expérience montre en effet que la ré-

sistance au cisaillement de l'argile est représentée par la loi suivante :

$$p_t = k + \mu p_n$$

où p_t = tension de cisaillement,
 p_n = tension normale de compression.

Partant de cette loi pour la résistance au cisaillement, l'étude classique de l'équilibre d'un prisme triangulaire d'argile, de longueur égale à l'unité, conduit à l'obtention de la formule suivante pour la poussée active à la profondeur h : (fig. 13)

$$p = wh \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) - 2k \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right)$$

la poussée passive valant :

$$wh \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \right) + 2l \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \right)$$

Il est facile de voir qu'en faisant $\alpha = \varphi$ et $k = 0$ (cohésion nulle) on retrouve les formules établies par Rankine.

L'ingénieur anglais Bell a fait de nombreuses expériences sur différentes espèces d'argile et est arrivé aux résultats suivants :

argile très molle	$k = 2.2 \text{ t./m}^2$	$\alpha = 0^\circ$
argile molle	$k = 3.3 \text{ t./m}^2$	$\alpha = 3^\circ$
argile relativement dure	$k = 5.5 \text{ t./m}^2$	$\alpha = 5^\circ$
argile dure	$k = 7.7 \text{ t./m}^2$	$\alpha = 7^\circ$
argile très dure	$k = 17.6 \text{ t./m}^2$	$\alpha = 16^\circ$

4. Epuisements.

Les venues d'eau étaient très variables en importance d'une fouille à l'autre.

Nous croyons utile de signaler un point insignifiant en apparence, mais qui a son importance. Dès qu'une venue d'eau se déclarait par dessous les palplanches ou à travers le bourrelet de gravier, quand on était arrivé à fond de fouille et prêt à bétonner, on n'essayait pas de l'obturer. On la canalisait vers le puisard, où plongeaient les crépines des pompes, par un moyen quelconque : tuyaux en grès ou simple caniveau à air libre par raison d'économie. On pouvait alors bétonner sans que le béton fut délavé, tout autour de la rigole. On arrivait ainsi à couvrir tout le fond de la fouille moins celle-ci. Le béton ayant durci, un ou deux jours après on bloquait l'entrée de la rigole par quelques sacs contenant du béton sec et après l'avoir préalablement vidée de ses eaux on la bétonnait également.

Les eaux de la source parvenaient dès lors au puisard en faisant le tour du

béton exécuté auparavant, sans pouvoir nuire au travail.

En procédant autrement, la source, partiellement obturée en un endroit, cherche une issue ailleurs et la trouve fatalement; on arrive alors peu à peu à avoir de l'eau, en quantité faible s'entend, sur toute la surface du fond, ce qui nuit à la bonne exécution du bétonnage.

Les eaux ont été épuisées au moyen de pompes électriques à accouplements élastiques de 150 mm. de diamètre à l'aspiration. Elles provenaient de l'usine Heinrichs et étaient pourvues de deux disques: l'un normal, à joues et ailettes, était employé pour l'épuisement des eaux claires pendant l'exécution de la majeure partie des déblais; l'autre, à 3 ailettes fortes, sans joues, servait aux épaissements pendant l'extraction des derniers déblais; on pompait alors sans arrêt des eaux boueuses mélangées de gravier et de débris de schiste.

Le rendement avec disque ouvert était évidemment inférieur, de 25 % environ, à celui avec disque normal, mais le fait de pouvoir travailler sans interruption compensait largement la perte de rendement.

Les groupes moto-pompes étaient installés sur des planchers mobiles, que des treuils à main permettaient de monter ou de descendre dans la fouille. On arrivait ainsi à ne jamais avoir plus de 5 m. de hauteur d'aspiration et à conserver un débit à peu près constant, même aux grandes profondeurs. (On sait en effet qu'il est de beaucoup préférable d'augmenter la hauteur de refoulement plutôt que celle d'aspiration. L'expérience apprend que pour des pompes normales de chantier, le rendement tombe très vite dès qu'on dépasse 5 m. de hauteur d'aspiration et devient pratiquement nul à 8 m.)

Ces planchers mobiles eussent également permis de sauver facilement le ma-

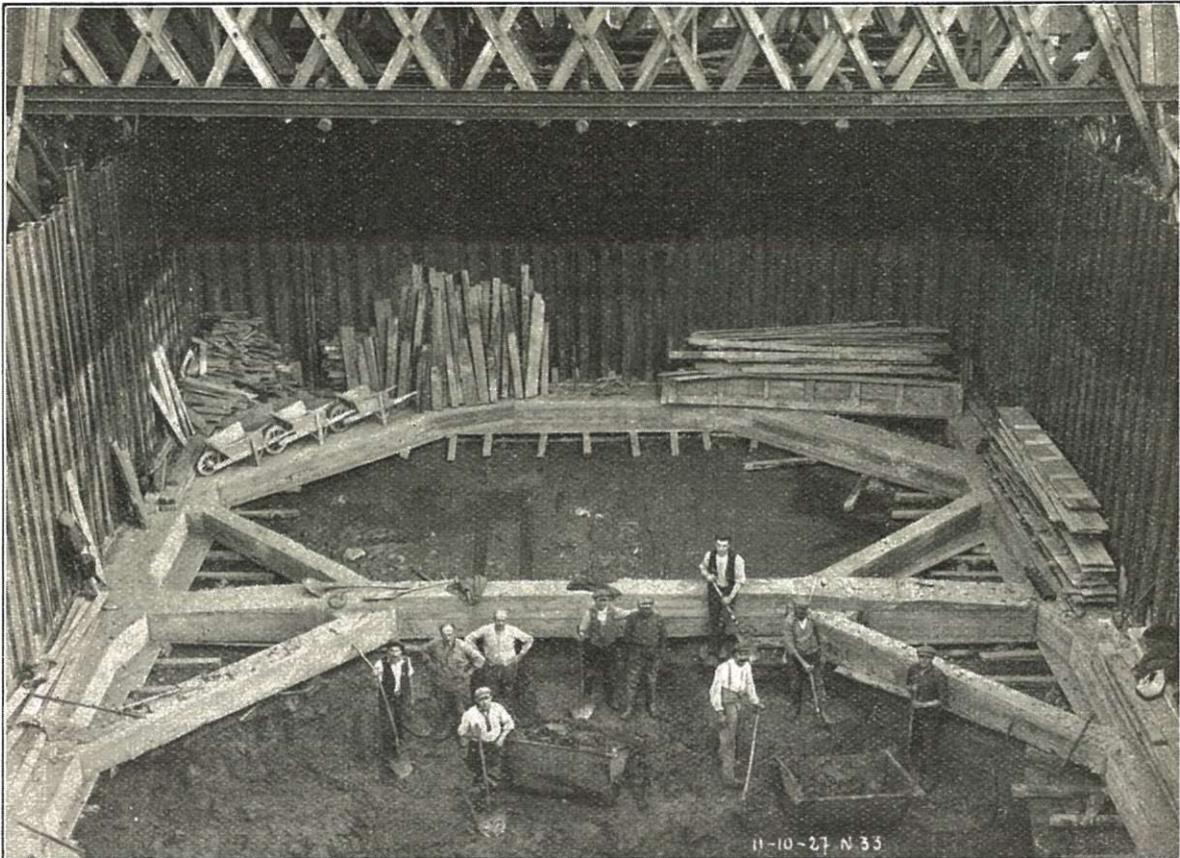


Fig. 14.

tériel dans le cas où une fouille eût été brusquement noyée.

5. *Blindage des culées extrêmes.*

Pour les culées extrêmes dont les dimensions ne permettaient pas la substitution de la forme ovale, sans entraîner l'achat de cerces spéciales et l'exécution de gros déblais inutiles, force fut de maintenir la forme rectangulaire.

Après avoir examiné différents modes de blindage, le choix fut arrêté sur l'em-

ploi de cadres en béton armé exécuté au ciment cébéril (durcissement rapide) de façon à pouvoir les mettre immédiatement en charge (fig. 14).

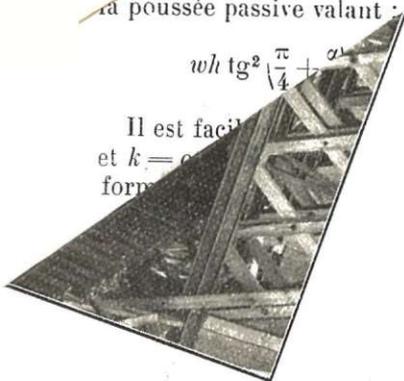
Les avantages principaux étaient de laisser de très grands espaces libres pour le travail (3 cellules de 6.00×9.00 environ) et d'être de prix de revient économique.

Quand le terrassement avait atteint la cote requise pour l'établissement d'un cadre, on disposait les coffrages latéraux

la poussée passive valant :

$$wh \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \right)$$

Il est facile
et $k = \dots$
form



les
dres
amé,
béton
du ci-
i aurait
dans
ge.

Il est à remarquer que les poutres en béton ayant 15 cm d'épaisseur qui formaient étagon et n'étaient pas soutenues en travers de la fouille, avaient une forme renflée vers le haut. De cette façon, lors de la mise en charge provenant de la continuation des déblais qui donnait naissance aux poussées latérales et supprimait en même temps l'appui des poutres, on arrivait, sous l'action du poids mort, à ce que l'élastique correspondît à peu près à l'axe de poussée, évitant ainsi les moments de flexion.

Les palplanches ont été battues au moyen de marteaux à air comprimé à double effet, système Mac Kernan Terry ou Pajot. Les moutons étaient des numéros 7 du poids de 1 200 kgr. environ, battant à la cadence de 150 à 200 coups par minute. L'air comprimé était fourni par deux compresseurs horizontaux Ingersoll, débitant chacun 14 m³ d'air comprimé à 7 kgr./cm² à la minute; ils étaient entraînés par des moteurs électriques de 87 ch.

6. Extraction des palplanches.

Ce même matériel servait à l'extraction des palplanches, les moutons étant simple-

ment retournés et munis de leurs dispositifs d'extraction. Après quelques déboires aux deux premières fouilles, l'entreprise a, par quelques artifices, apporté une solution efficace au problème, si bien que l'on peut dire que l'on a atteint des chiffres sensiblement records : on a arraché 23 palplanches ayant 11 m. de fiche dans le gravier, en 8 heures.

Pour ce faire :

1° On a monté le mouton et le treuil à vapeur, cette dernière étant en l'occurrence remplacée par de l'air comprimé, en parallèle, c'est-à-dire que la pression arrivait à la fois au mouton et au treuil. Suivant que l'extraction se faisait plus ou moins difficilement, c'était le treuil d'enroulement du câble qui se trouvait bloqué et alors tout l'air passait au marteau battant à pleine vitesse, ou bien c'était le treuil qui absorbait tout l'air pour l'enroulement du câble, et aussitôt le mouton sous-alimenté cessait de battre.

Au début de l'opération, une fois le câble d'extraction bien bandé, on coupait toutefois pour un temps très court, l'arrivée d'air au treuil, de manière à provoquer par les coups répétés du mouton marchant dès lors à pleine charge, une sorte de décollement de la palplanche; après l'avoir ainsi ébranlée dans sa gangue, la disposition en parallèle était rétablie.

2° On a construit une bigue d'arrachage de 18 m. de hauteur, en bois cloué, légère à manier, mais robuste (le treuil d'extraction de 5 tonnes moufflé à 12 brins donnait une traction de 60 tonnes, donc aussi une compression de 60 tonnes dans les montants de la bigue) et on a imaginé un dispositif permettant de déplacer aisément cette bigue tout en exerçant l'effort de traction rigoureusement dans l'alignement des palplanches, de manière à éviter les efforts de frottement considérables

qui naissent dans les emboitements dès que l'effort de traction est excentré.

Le béton de fondation arrasé au niveau du terrain naturel et la fouille remblayée (les cerces étaient enlevées au fur et à mesure de l'avancement des remblais) on élevait sur la pile une sapine en madriers 7×15 (type standard du chantier) assemblés par serrage au moyen de clames et boulons sans clouage ni perforation, laissant donc le bois intact après usage. Sur cette sapine étaient disposés quatre pivots correspondant exactement aux quatre centres de l'ovale des palplanches.

La bigue tournait autour de ces points fixes auxquels elle était reliée par un bras métallique utilisable à deux longueurs (celles des rayons du tracé de l'ovale).

De cette manière la trajectoire décrite par la tête de la bigue était exactement semblable à l'ovale des palplanches et l'aplomb était rigoureux.

Ce dispositif présentait, de plus, l'avantage de supprimer les haubans qu'il était quasiment impossible de placer en pleine agglomération, au voisinage des chemins de fer et tramways.

La figure 15 montre ce dispositif.

Pour les culées extrêmes (rectangulaires) la bigue était orientée dans deux sens seulement et reliée à la sapine qui, dans le cas présent, se déplaçait tout entière sur le béton de fondation formant chemin de roulement (fig. 16).

7. Fouilles en Meuse.

Le succès des méthodes de fonçage appliquées sur terre ferme décida l'administration à autoriser les entrepreneurs à travailler en Meuse au moyen de batardeaux au lieu de caissons.

L'expérience des fondations exécutées sur berges avait montré que la formation de gravier rencontrée était suffisamment argileuse pour empêcher des venues d'eau considérables.

De plus, comme nous l'avons dit, le schiste sain était surmonté d'une couche de schiste altéré et relativement plastique où s'enfonçaient les pieds des palplanches, assurant ainsi l'étanchéité du fond, à moins de déchirures locales.

Cette fois cependant, il n'était plus possible de compter, pour la stabilité du batardeau, sur la poussée passive, aussi la forme arrêtée fut-elle celle du cercle parfait : la fouille avait 18 m. 30 de diamètre.

Les palplanches furent battues par enfoncement progressif comme pour les piles sur berges; la sonnette se déplaçait sur un gabarit établi sur pieux légers battus dans le fleuve.

L'étanchéité fut aisément obtenue; le battage fut facile, car la couche de gravier à traverser était moins épaisse que pour les fouilles sur berges et les palplanches, comme prévu, n'étaient donc pas abîmées. Pour la partie des palplanches dans l'eau, au-dessus du gravier, il a suffi de verser doucement à l'aplomb de leur emboîtement de fines cendrées que la pression extérieure chassait dans les joints, ce qui donna immédiatement le colmatage désiré; on voyait les filets d'eau disparaître au fur et à mesure de la descente des cendrées. L'étanchéité fut telle qu'à la pile n° 9 une pompe de 150 mm. assura à elle seule l'épuisement.

Pour l'amenée des palplanches d'abord et du béton ensuite, on avait établi, sur une partie du pourtour de chaque pile, un appontement avec derricks; ces appontements étaient reliés aux deux rives par une passerelle réservant des passes navigables de 20 m. de largeur et 6 m. 50 de hauteur libre.

La figure 17 donne une idée nette du procédé de construction; de plus, la comparaison des deux phases faisant l'objet des figures 17 et 18, permet de se rendre compte de la rapidité d'exécution obtenue par cette méthode; il ne s'est écoulé que

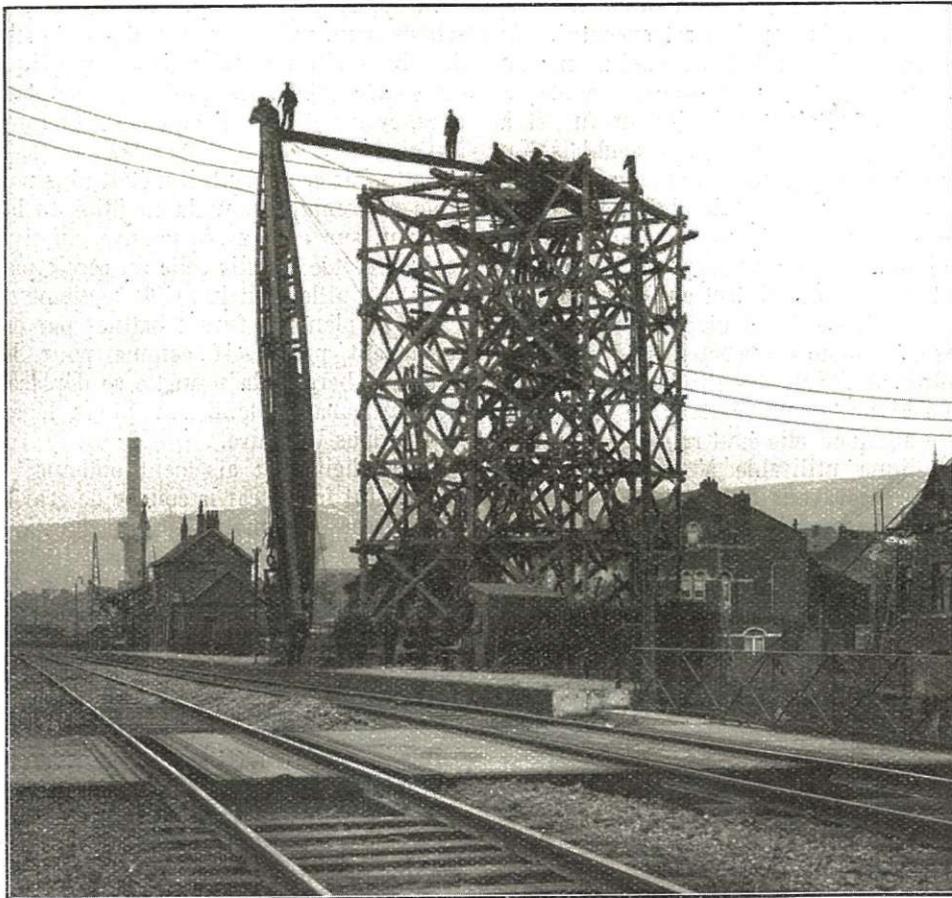


Fig. 15.

huit semaines entre les deux phases représentées.

8. Bétonnage.

Le bétonnage des fondations n'a rien présenté de saillant.

Seule est à mentionner la division en gradins d'un mètre de hauteur environ, faisant usage de morceaux de cercles de rayon constant. Cette solution n'exigea que deux jeux de panneaux de coffrage incurvés suivant un rayon moyen, ce qui

permet de coffrer économiquement toutes les fondations.

La figure 19 montre la vue en plan et la coupe longitudinale des fondations de la pile n° 10.

III. — Élévation.

1. Piles.

La construction des piles en élévation n'a pas présenté d'autres difficultés que

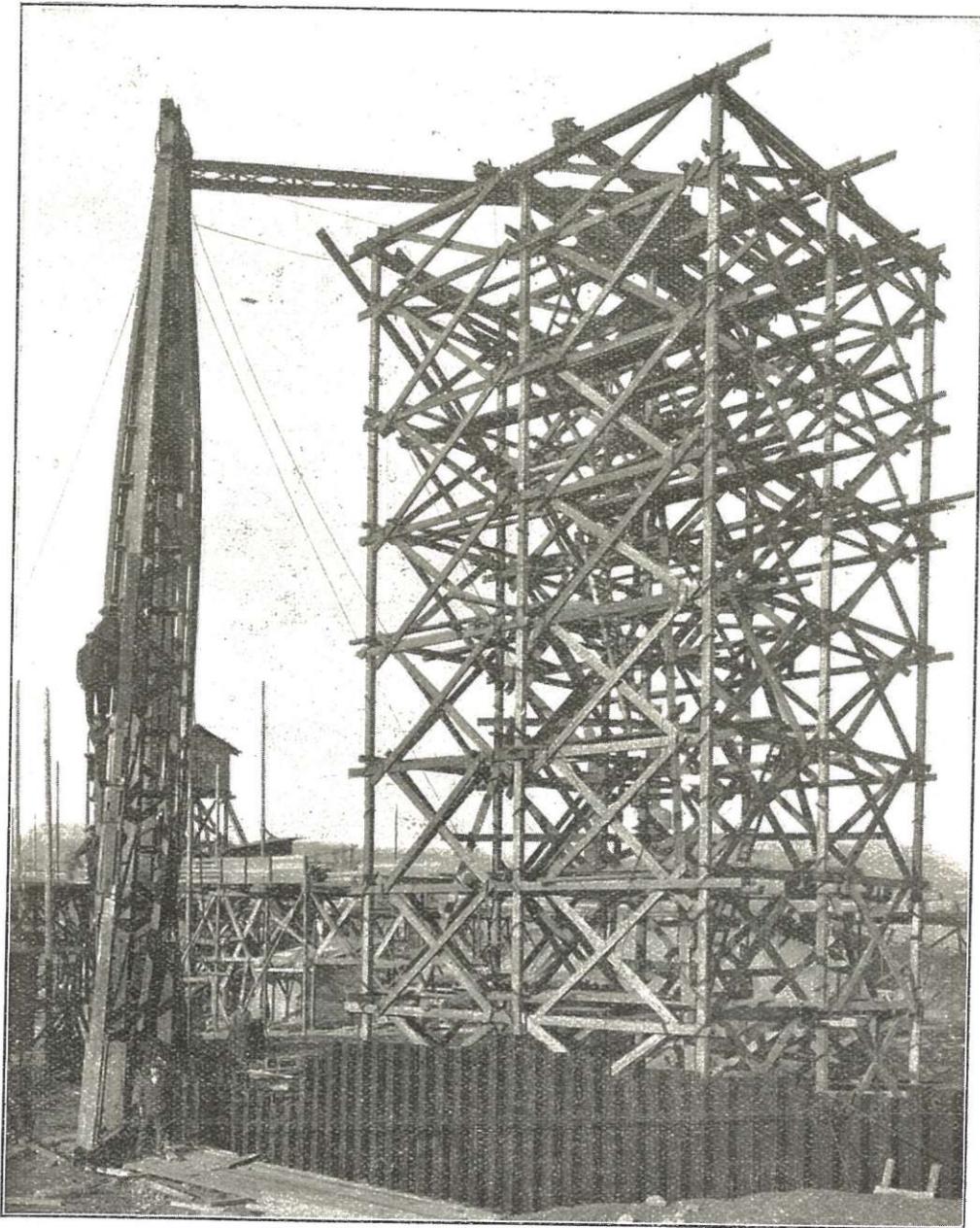


Fig. 16.

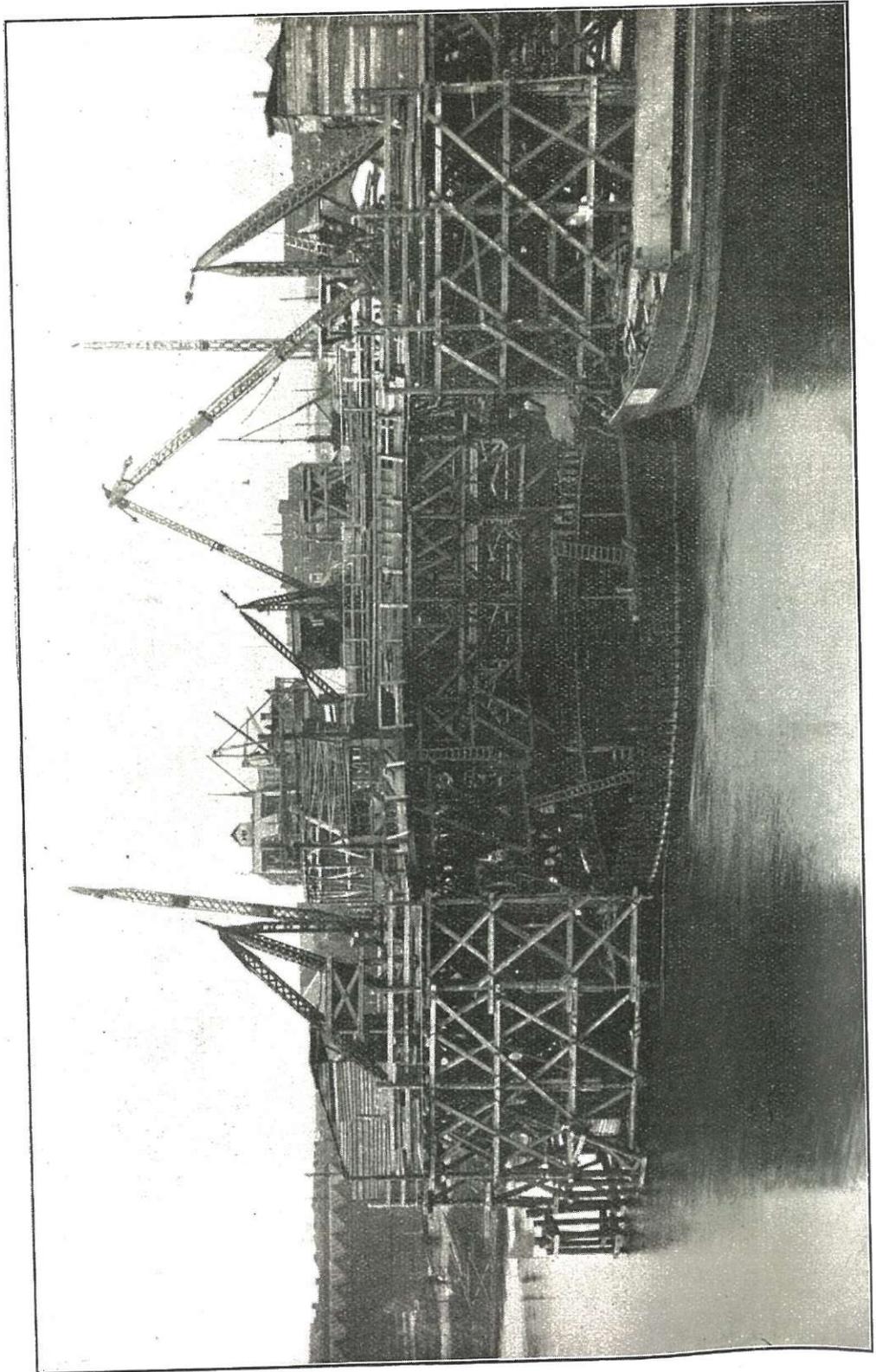


Fig. 17

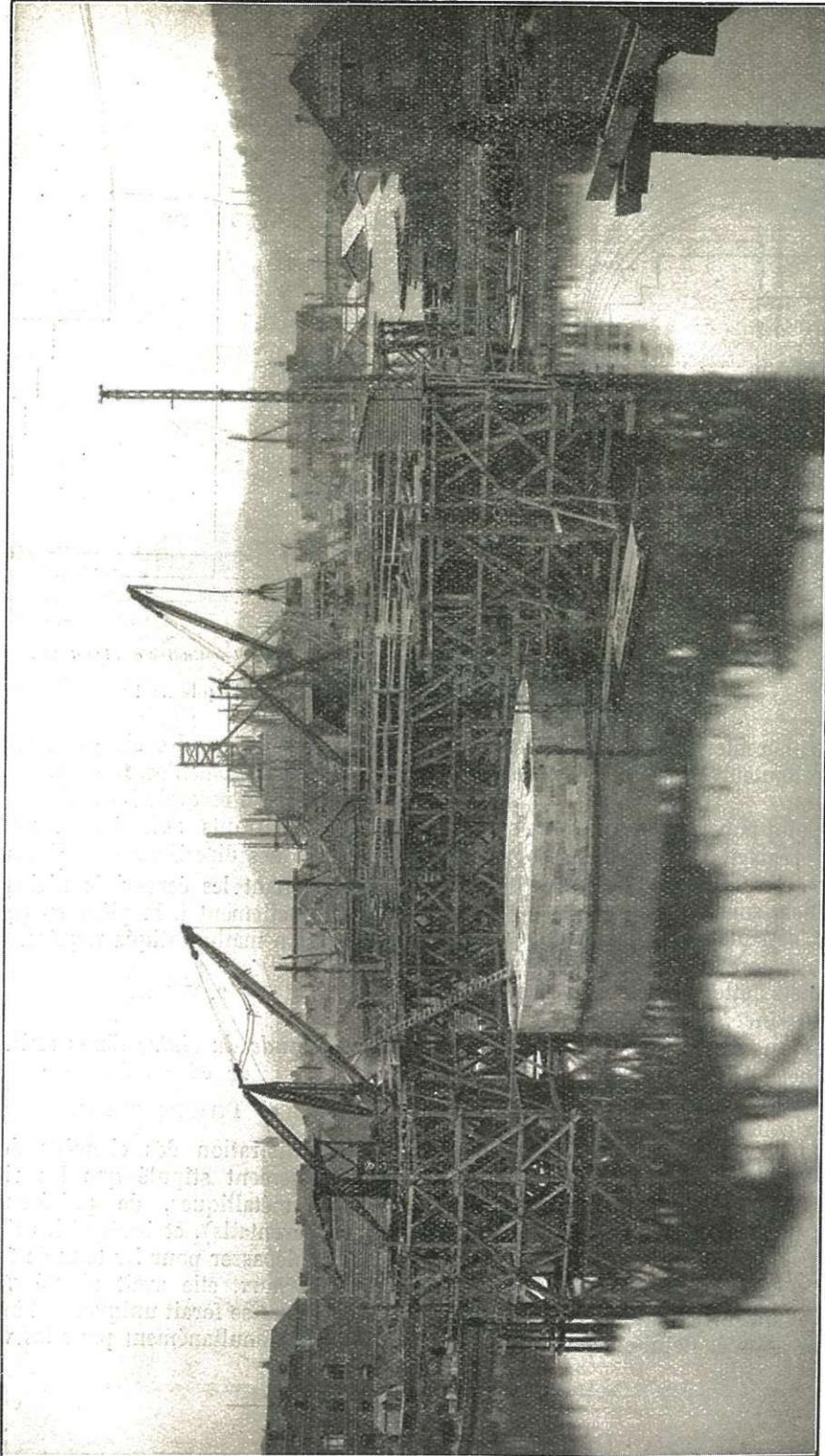


Fig. 18.

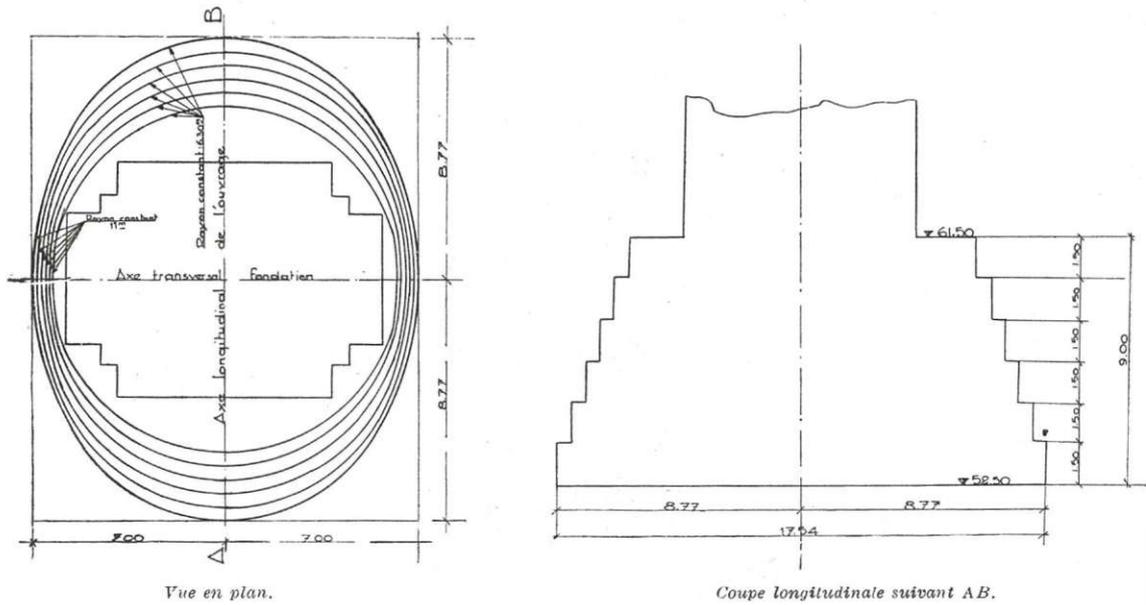


Fig. 19. — Vue en plan et coupe de la fondation de la pile n° 10.

celles inhérentes à toute construction de grande hauteur à établir sur un chantier restreint.

Un point pourtant mérite d'être signalé: c'est le réglage des coussinets d'appui des rotules. Il fallait évidemment que ces coussinets soient placés de manière précise. L'articulation à la retombée d'une voûte est constituée par une série de dix coussinets appartenant à la voûte et de dix coussinets appartenant à la pile avec interposition de dix rotules. Chacun des coussinets pèse 1 350 kgr. On juge par là de la difficulté matérielle de disposer ces dix coussinets, difficiles à manier, de façon à ce que leurs axes se confondent en un seul axe géométrique, et ce, sans appui sur le béton, qui ne pouvait être coulé qu'après pour effectuer une sorte d'auto-scellement.

Le schéma représenté à la figure 20 montre une articulation et le moyen de réglage adopté. Celui-ci consistait essen-

tiellement à suspendre chaque coussinet par des tirants réglables, fixés aux quatre trous destinés à recevoir les boulons d'ancrage. Les tirants agissaient deux par deux dans des directions inclinées à 90°.

En tournant les écrous de réglage on donnait facilement à la pièce suspendue l'orientation mathématique requise.

2. Voûtes.

A) Etude du cintre d'une voûte de 61 m. 40.

a) TYPE DE CINTRE.

L'administration des chemins de fer avait seulement stipulé que les cintres seraient métalliques, de préférence à rayons (éventails), et indiqué les limites à ne pas dépasser pour les taux de travail des matériaux, elle avait ajouté que le décintrement se ferait uniquement à l'aide de vérins, simultanément pour les voûtes

ou demi-voûtes d'un même tronçon longitudinal du viaduc.

L'administration laissait à l'entrepreneur la latitude d'exécuter les voûtes par moitiés : deux tronçons de 3 m. 75 de largeur avec soudure ultérieure de 0 m. 50.

Il sembla que ce procédé compromettrait l'observance du délai et risquait de nuire à l'aspect de l'intrados des voûtes, car il eût été très difficile de régler les cintres de manière à ce qu'après décintrément, les deux demi-voûtes affleurent exactement.

On décida donc de bétonner les voûtes sur toute leur largeur. Dès lors il fallut étudier le cintrage en conséquence.

Il apparut dès l'abord aussi qu'il serait très difficile d'établir des cintres à appuis multiples car, outre que les exigences locales ne permettaient pas de disposer les appuis aux mêmes endroits, ne fût-ce que pour deux voûtes, il eût été très coûteux de procéder de la sorte, attendu qu'il eût fallu pour chaque appui établir des semelles en béton ou battre des pieux, vu le poids considérable des cintres et la nature défectueuse des premières couches du terrain.

Ce procédé était encore peu pratique pour les voûtes en Meuse où il fallait respecter de grandes passes navigables inégalement disposées pour chacune de ces voûtes (3 passes de 20 m. d'ouverture).

Cet ensemble de circonstances amena l'entreprise à adopter le type de cintres à trois articulations, qui présentait les avantages suivants :

1° Les cintres prenaient appui sur des dés en béton fretté faisant corps avec les piles, d'où appuis indéformables dont l'entre-distance rigoureusement exacte assurait une mise en place sans aléas; on évitait en même temps toutes les complications naissant des obstacles locaux.

2° L'absence d'appuis intermédiaires

et la similitude de conception (arcs à trois rotules) des cintres et des voûtes à construire, atténuait fortement les déformations des fermes métalliques supports et leurs effets.

Les cintres étaient constitués de quatre poutres en arc à trois rotules écartées de 2 m. 15 d'axe en axe, contreventées dans les deux sens. Chaque poutre était composée de deux demi-poutres pesant 30 t. chacune. L'ensemble des cintres utilisés pour bétonner simultanément trois voûtes s'étendant de pile-culée à pile-culée, comprenait vingt-quatre demi-poutres pesant ensemble 720 t.

On admit comme type de poutre le treillis double en forme de N avec membrures en caisson (voir fig. 21).

Cette disposition permettait de rapprocher les nœuds et réduisait ainsi les moments fléchissants secondaires agissant dans les membrures supérieures, dus à la charge du béton entre nœuds et au cintrage de la membrure elle-même (celle-ci devait épouser la courbe théorique d'intrados des voûtes, définie algébriquement aux plans de l'administration).

Cette réduction de la distance entre nœuds présentait encore l'avantage d'augmenter la résistance au flambement des membrures.

On évita de fixer, de sentiment, les dimensions des pièces constitutives de la section en caisson des lisses. Les âmes furent raidies au moyen de cornières, pour parer à tout flambement local, lequel fut étudié par la méthode de Timoshenko, basée sur l'égalité entre le travail des forces extérieures pendant le voilement de la plaque et le travail moléculaire de la matière.

La membrure inférieure des poutres était droite sur presque toute la longueur, pour la facilité de l'assemblage des cintres à terre ou sur échafaudage; aux ex-

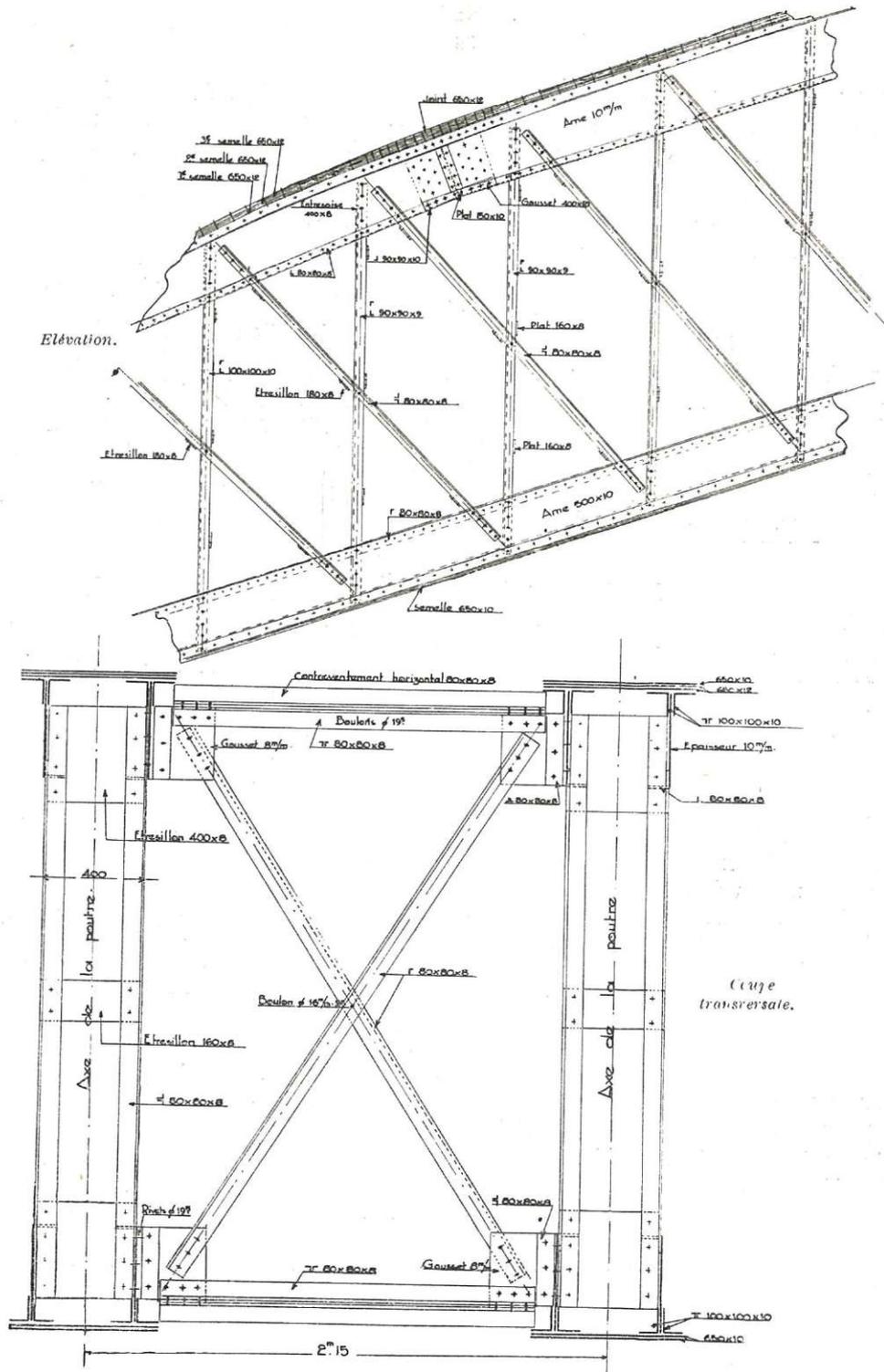


Fig. 21. — Cintres métalliques.

trémities force fut de créer une partie rentrante et incurvée pour éviter certains obstacles fixes.

b) APPUIS ET ARTICULATION DE PIED.

On constitua l'articulation de pied par une pièce en acier coulé de 80 cm. de longueur et 65 cm. de largeur, cintrée au rayon de 2 m. 00 donnant une surface d'appui sur le béton d'environ $0.30 \times 0.80 = 0.24 \text{ m}^2$ (1).

La réaction maximum calculée pour les poutres centrales étant de 600 t., le taux de travail maximum du béton était donc de

$$\frac{600000}{2400} = 250 \text{ kgr./cm}^2,$$

taux acceptable pour du béton fretté et dosé à raison de 450 kgr. de ciment Portland par m³.

Le taux de travail en pareille circonstance décroît d'ailleurs très rapidement, le cône de pression s'épanouissant et intéressant des sections de plus en plus grandes. Aucune fissure n'a été constatée aux dés d'appuis des cintres lors du bétonnage des différentes voûtes.

Les dés étaient armés longitudinalement au moyen de barres de 25 mm. de diamètre; une frette était disposée à l'intérieur des armatures longitudinales, une autre à l'extérieur.

Ces frettes étaient constituées par des aciers de 32 mm. de diamètre. Des épingles de 32 mm. également, constituaient des armatures transversales et ancrèrent le dé à la pile.

La figure 22 montre (vue de l'intérieur d'une pile avant bétonnage) les armatures des dés d'appui des cintres ainsi que

(1) Cette surface courbe permettait en outre le roulement du pied de cintre, sur son appui, pendant le levage.

celles des sommiers d'appuis des coussinets d'articulation des voûtes en béton. Le croquis n° 23 figure les détails d'un dé.

Ces dés ont été démolis après achèvement des voûtes.

c) ARTICULATION DE TÊTE.

Cette articulation simple et économique aux pieds des cintres supprimait la possibilité d'installer en cet endroit des moyens de décintrage tels que: boîtes à sable ou vérins hydrauliques.

Il ne restait plus qu'à les installer à la clef et à les étudier de manière à ce qu'ils constituent en même temps articulation.

Dans ce cas il devenait difficile de placer en tête des cintres des vérins hydrauliques: pour assurer le fonctionnement du vérin il faut que le jeu entre le piston et le cylindre soit réduit au minimum; dès lors il n'y a plus d'articulation possible. Le moindre mouvement du cintre entraînant une rotation à la clef, si faible soit-elle, risquait de compromettre le fonctionnement des vérins.

On eut alors recours à la boîte à sable disposée horizontalement entre les têtes des cintres.

La pression de 500 t. que ces boîtes devaient transmettre, nécessita une étude minutieuse de celles-ci.

Il n'était plus possible de s'en tenir aux taux habituels de compression du sable dans ces engins (60 kgr./cm²) environ; les boîtes auraient dû avoir un diamètre intérieur de

$$\sqrt{\frac{500000 \times 4}{60 \times 3.1416}} = 1.03 \text{ m.}$$

qu'il était pratiquement impossible d'admettre.

Il fallait donc faire travailler le sable

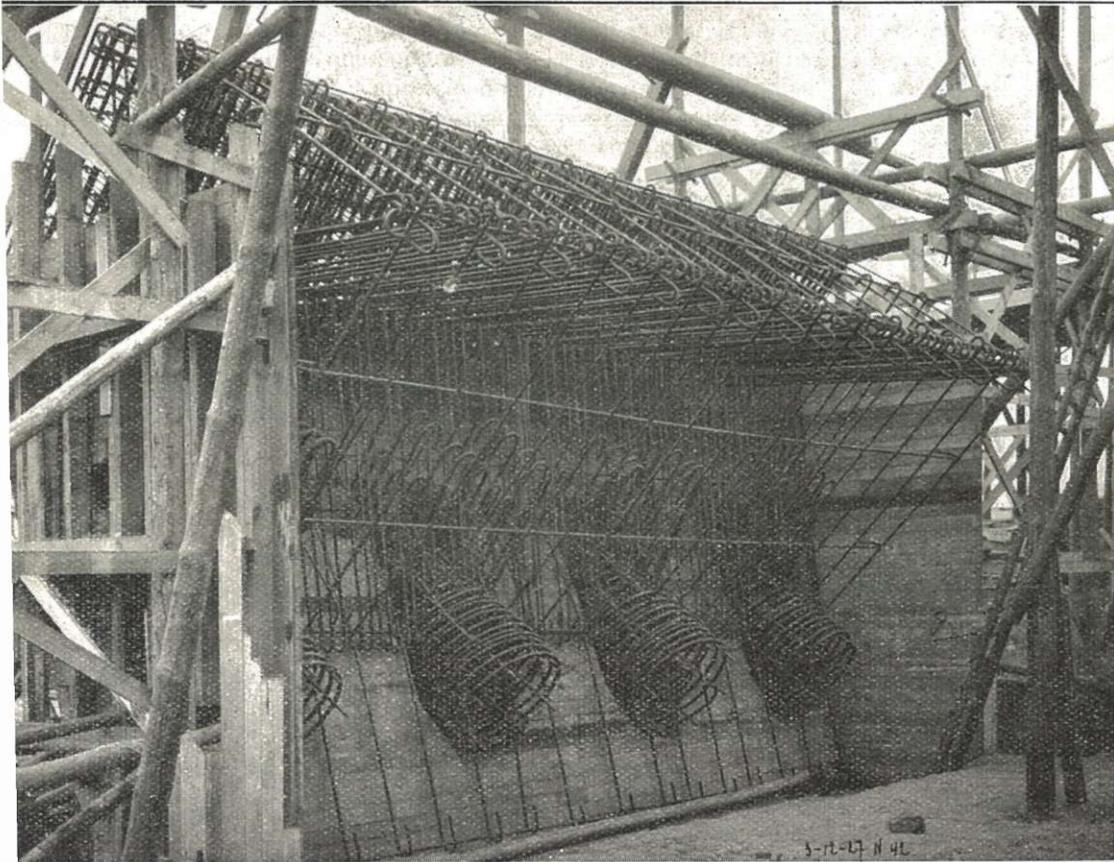


Fig. 22.

à un taux plus élevé. Quelles étaient alors les limites permises et comment se comporterait le sable, aux grandes pressions notamment, au point de vue écoulement par les orifices de vidange lors du décintrément.

Pour déterminer ces inconnues il fut procédé aux laboratoires de l'Université de Bruxelles, par M. Baes, à la demande de l'entreprise, à des essais sur une boîte à sable de format réduit, constituée par un fort cylindre en acier de 133 mm. 3 de

diamètre intérieur, ce qui correspond à une section de 140 cm² environ.

Dans ce cylindre coulissait un piston plein en acier de 131 mm. 8 de diamètre, laissant donc un jeu de 1 mm. 5.

La tête du piston, en contact avec le sable, était garnie d'un fort cuir embouti formant joint avec le cylindre; ce cuir était fixé au piston par un anneau en cuivre vissé.

Pour éviter les coincements qui se produiraient dans le cas où, malgré les

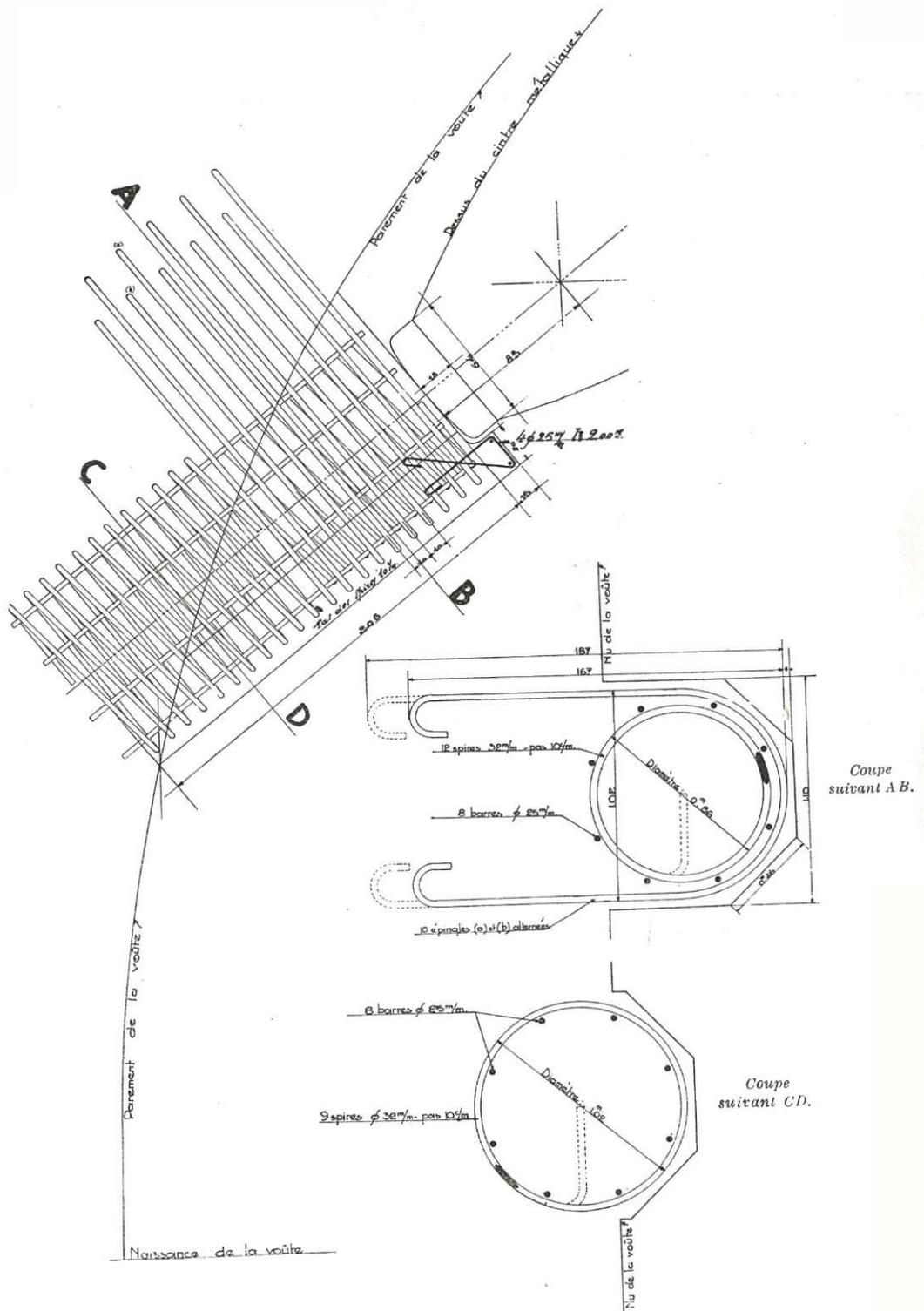


Fig. 23 — Viaduc de Renory. Détail d'exécution des appuis des cintres.

précautions prises, du sable viendrait à passer au delà du joint, le piston n'avait 131 mm. 8 de diamètre que sur une longueur de 20 mm.; aussitôt après le diamètre était réduit, laissant ainsi un espace libre où le sable aurait pu éventuellement se loger sans causer de perturbations graves.

Afin de bien guider le piston, celui-ci, en un second endroit, était à nouveau tourné à son diamètre maximum de 131 mm. 8.

Le cylindre était muni à la partie inférieure de deux orifices horizontaux pour la vidange du sable.

La boîte fut remplie de sable de Moll séché et tamisé sur une hauteur de 120 mm., le piston mis en place et le tout disposé entre les plateaux d'une machine verticale d'Amsler, capable d'une compression de 100 t.

On amena progressivement la charge à 33 t. (246 kgr./cm²) le tassement était sensible (le sable lors du remplissage n'ayant été damé qu'à la main) il atteignait 5 mm. 8.

La charge de 33 t. étant maintenue pendant 7 minutes et demie, il s'accrut encore de 5 mm.

On procéda alors à l'ouverture des orifices de vidange; dans chacun d'eux le sable prit son talus naturel sans qu'il y eut projection extérieure; la pression se maintint, les orifices restant ouverts.

Le sable que l'on devait extraire au moyen d'une petite curette n'avait pas changé d'aspect. On put facilement reboucher les orifices sous charge, le sable ne donnant pas de poussée, l'épaisseur de la paroi étant suffisante pour permettre au talus naturel de s'établir.

On recommença une nouvelle mise en charge qui fut poussée jusqu'à 66 t. (468 kgr./cm²); cette charge fut maintenue pendant 5 minutes et demie.

On enleva les bouchons, de nouveau il fallut gratter le sable pour provoquer sa sortie; l'écoulement se faisait toujours facilement mais le sable avait changé d'aspect: les grains examinés au microscope étaient broyés; pris en main le sable y laissait adhérer une fine poussière blanche, ce qui n'était pas le cas pour le même sable avant l'essai; tombant d'une faible hauteur il donnait naissance à de petits nuages blancs.

L'essai fut poussé jusqu'à 98 t. 2 (700 kgr./cm²), le sable était plus fragmenté mais la vidange était toujours aussi aisée, sans jamais être spontanée.

Le sable n'ayant pas franchi la garniture en cuir, le piston fut facilement retiré.

Les essais furent multipliés, donnant des résultats semblables (1).

Ils étaient concluants et l'on pouvait retenir :

1° quelle que soit la pression, il n'y a pas d'écoulement spontané du sable; celui-ci prend son talus naturel dans les ajutages, la charge se maintient orifices débouchés;

2° à partir d'une pression supérieure à 246 kgr./cm², le sable change de texture;

3° le fonctionnement est aisé malgré un jeu relativement grand entre le piston et le cylindre;

4° le tassement du sable est faible, mais non négligeable.

La boîte à sable était donc un engin présentant une grande sécurité, de bon fonctionnement et pratique dans les cas semblables à celui où la charge devait être maintenue pendant plusieurs mois. Elle permettait de donner au piston une forme

(1) Pour plus de détails on peut s'en reporter à l'article que M. Baes a publié sur ces essais dans la *Revue Universelle des Mines*, n° du 15 avril 1929.

telle qu'une légère rotation dans le cylindre était possible.

Le principe fut adopté et la construction des grandes boîtes fut arrêtée, étant toutefois entendu :

1° qu'on adopterait un coefficient de sécurité d'un et demi pour ce qui concernait le point critique (changement de texture du sable) mal défini encore; le taux de travail du sable fut dès lors fixé à

$$\frac{2 \times 246}{3} = 165 \text{ kgr./cm}^2;$$

2° que les boîtes définitives seraient essayées à la presse hydraulique à une pression de 800 t.

Pour ce qui était du tassement, il fut décidé de munir les boîtes de quatre forts tirants qui seraient serrés pendant la station sous la presse de manière à ce que le sable ne puisse se décompresser avant la mise en place (voir figure 24 donnant les détails d'une boîte à sable).

Les boîtes destinées à supporter 500 t. étaient munies d'un piston de 625 mm. de diamètre

$$\frac{165 \times \pi \times 62.5^2}{4} = 500 \text{ 000 kgr.}$$

La course du piston fut fixée à 500 mm., cette course était nécessaire, car on devait retirer du sable pour régler les cintres et il fallait qu'il y eut encore, après réglage, assez de course pour permettre le décintrement après bétonnage.

Les plaques extrêmes, fond de culasse et de piston, étaient munies d'un disque venu de fonte, faisant saillie de 2 cm. et destiné à assurer le centrage de la boîte : ce disque venant s'engager dans une ouverture correspondante réservée dans les têtes des cintres.

Le piston, par raison d'économie, était creux, avec nervures en acier coulé; on

le remplit ultérieurement, une fois pour toutes, de béton riche.

On détermina l'épaisseur du cylindre par la formule de Geest, semblable à celle donnée par Lamé, pour la détermination de la tension élastique maximum dans un pot de presse ou vase à paroi épaisse. On sait que la formule de Lamé a été établie pour la fonte; celle de Geest s'applique à l'acier coulé.

Cette formule s'écrit :

$$\frac{e}{r} = \sqrt{\frac{4}{1 - \frac{2p}{R}} - 1}$$

où e = l'épaisseur du cylindre,

r = le rayon intérieur du cylindre,

p = la pression intérieure (normale aux parois),

R = la tension admissible en traction.

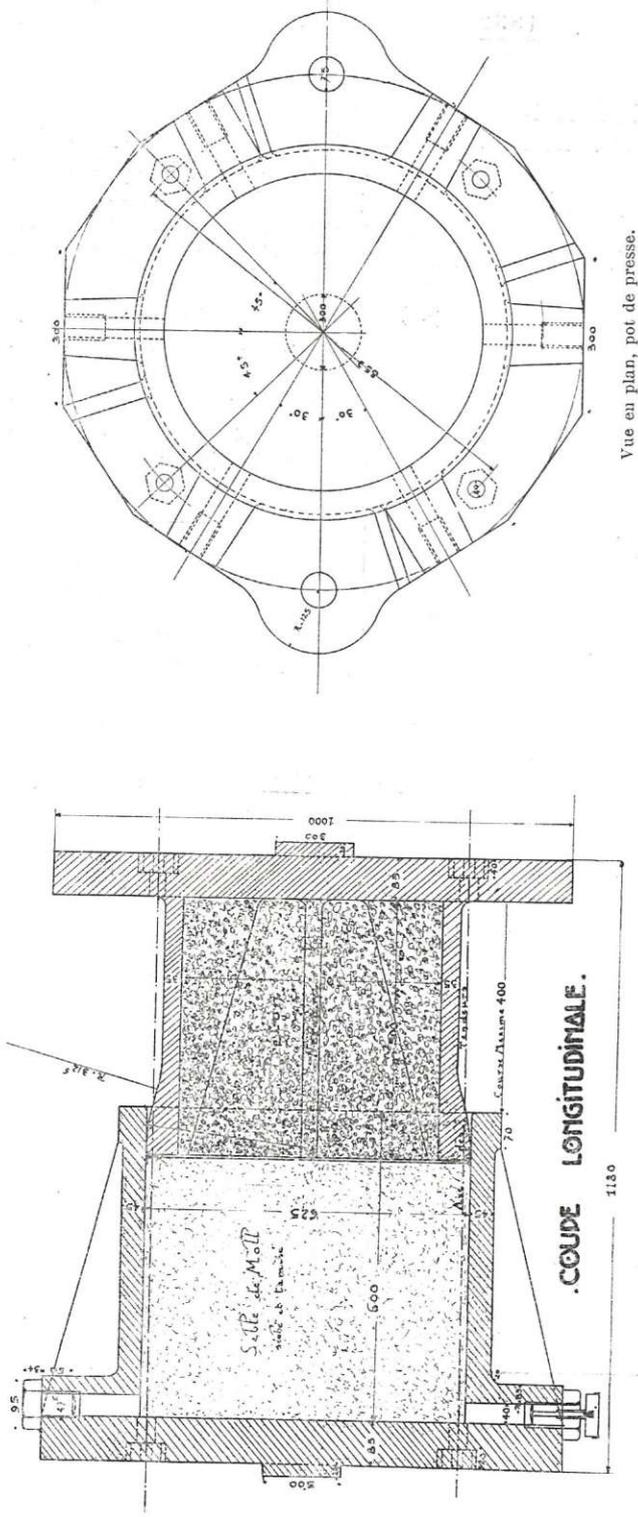
Il restait à déterminer la valeur à donner à p .

On admit $p = \frac{1}{4}$ de la pression

axiale; on peut en effet démontrer de la façon suivante que la pression radiale, dans le cas envisagé, est inférieure ou, au plus, égale au quart de la pression axiale.

L'expérience prouve qu'un ensemble de matériaux pulvérulents ne peut conserver une forme quelconque ou résister à des efforts extérieurs que s'il se développe un système de pressions élastiques tel, que tous les efforts principaux soient des compressions.

Le rapport entre les compressions principales extrêmes en un point donné doit être inférieur à un coefficient caractéristique du frottement de la matière. En effet, pour ces matériaux, il n'est d'équilibre possible que si la tension élastique fait avec la normale à l'élément de sur-



Vue en plan, pot de presse.

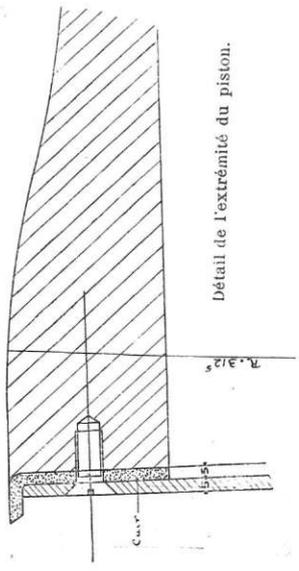


Fig. 24. - Boîte à sable de 500 tonnes.

face, un angle inférieur à l'angle de frottement des grains les uns sur les autres.

Il en résulte que le cercle de Mohr des tensions élastiques est en tout point inférieur au cône de frottement comme indiqué au croquis de la figure 25.

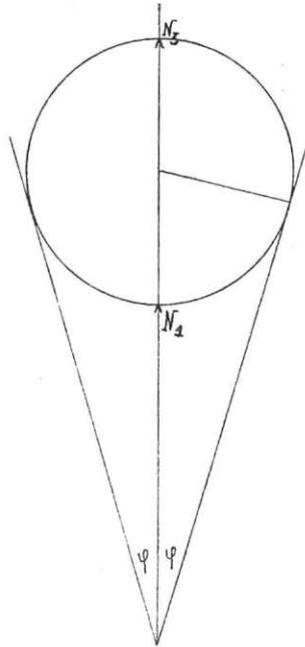


Fig. 25.

N_1 et N_3 étant les tensions principales extrêmes $\frac{N_1 + N_3}{2}$ est l'ordonnée du centre du cercle et $\frac{N_3 - N_1}{2}$ est le rayon du cercle d'où

$$\frac{N_3 - N_1}{N_1 + N_3} \leq \sin \varphi$$

$$\frac{N_1}{N_3} \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{N_1}{N_3}$$

$$R = \frac{2p \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)}{\left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) - 1} = \frac{82.5 \times 1.072}{1.072 - 1} = \frac{82.5 \times 1.149}{0.149} = 636.2 \text{ kgr./cm}^2.$$

Dans le cas qui nous occupe, d'un piston se déplaçant dans un corps cylindrique, les matériaux pulvérulents se déplacent par diminution de la génératrice et augmentation de la section droite.

La direction de ces mouvements entraîne nécessairement une compression $N_3 > N_1$ sur les sections droites et une compression $N_1 < N_3$ dans le sens radial.

Quand on augmente progressivement la charge portée par le piston, la compression N_1 partant de zéro augmente progressivement et arrive à la valeur

$$N_1 = N_3 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Tant que N_1 n'a pas atteint cette valeur il n'y pas d'équilibre, mais dès que cette valeur sera atteinte l'équilibre sera stable et par conséquent N_1 n'aura plus de tendance à croître encore et la valeur à adopter pour N_1 sera donc

$$N_1 = N_3 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = N_3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Pour le sable et pour des pressions variant de 0 à 200 et 300 kgr./cm² l'angle de frottement est au moins de 37°, ce qui donne

$$\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{37}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 26^\circ 30' = 0.248.$$

La pression radiale est donc inférieure au quart de la pression axiale.

On a donné à la paroi de la boîte, 45 mm. d'épaisseur

$$\frac{e}{r} = \frac{45}{625} = 0.072$$

$$p = \frac{165}{4} = 41.25$$

Bach indique comme taux de travail admissible 900 à 1 500 kgr./cm².

On travaillait donc en pleine sécurité, comme l'expérience l'a démontré. Il était indispensable d'adopter un coefficient sérieux, car le non fonctionnement des boîtes à sable eût au moins entraîné un retard considérable et de gros déboires pécuniaires, et eût pu provoquer une véritable catastrophe.

B. — Montage des cintres.

Les cintres furent construits en tronçons rivés, ces tronçons s'assemblant par houlons pour les nécessités du montage.

Là où il était possible d'assembler complètement les cintres à même le sol, il fut procédé de cette manière :

Pour dresser les cintres on construisait entre ceux-ci quatre chèvres en gîtes 7×13 assemblées par clames et boulons; deux de 21 m. de hauteur et deux de 14 m. de hauteur.

Ces chèvres étaient stables par elles-mêmes, ne nécessitant donc pas l'emploi de haubans et donnant par là toute sécurité, ce qui n'eût pas été le cas si l'on s'était servi de mâts de montage, comme il est de pratique courante.

On fixait la boîte à sable à la tête d'un demi-cintre. Chaque demi-cintre était amarré en deux points l'un voisin de la tête, l'autre du pied; les câbles ainsi fixés passaient sur un moufflage pendu à la tête des chèvres et s'enroulaient sur les tambours de treuils électriques. Il y avait donc quatre treuils pour la mise en place d'un cintre : deux par demi-cintre.

Ce procédé était des plus rapides si l'on observe qu'un cintre de 60 t. fut ainsi soulevé et mis en place, boîte à sable centrée, en 48 minutes de temps.

La figure 26 montre un cintre en cours de montage; on remarque sur le camion,

à l'avant-plan, une boîte à sable prête à l'emploi.

En d'autres endroits, il ne fut pas possible d'assembler les cintres à terre; il fallut construire des échafaudages importants protégeant les rues et assembler les cintres sur ces échafaudages pièce par pièce. Un de ces cas fait l'objet de la figure 27; on établit un véritable pont-roulant dont le chemin de roulement fut, comme de coutume au chantier, construit en gîtes assemblées par clames et boulons. Le pont-roulant quoique rudimentaire (treuil fixé sur poutrelles posant sur trucks de wagonnets de chantier) était à levée et déplacement électriques.

Au-dessus des voies de la Compagnie des chemins de fer du Nord Belge, à Sclessin, il n'y eut même pas la place suffisante entre le gabarit de chargement et le dessous des cintres pour établir des échafaudages de montage.

On fut dès lors obligé de procéder au lançage des cintres par dessus les voies comme on procède au lançage d'un pont.

A cet effet on arrêta la construction de la pile n° 2 au niveau voulu, les dispositifs de lançage assez primitifs (trucks de wagonnets renversés et accouplés) furent posés sur le béton (fig. 28) et les cintres assemblés sur échafaudages en arrière de la pile, furent avancés progressivement.

Pour les trois travées enjambant la Meuse, on envisagea d'abord l'assemblage des cintres au moyen d'échafaudages établis sur des bateaux amarrés à la berge; ces derniers étant ultérieurement remorqués à l'endroit voulu.

Ce projet dut être abandonné, car il n'était applicable que pour l'arche centrale qui, seule, était entièrement en rivière. Pour les deux arches contiguës qui se situaient à peu près par moitié au-dessus de l'eau et sur berge, il n'était plus ad-

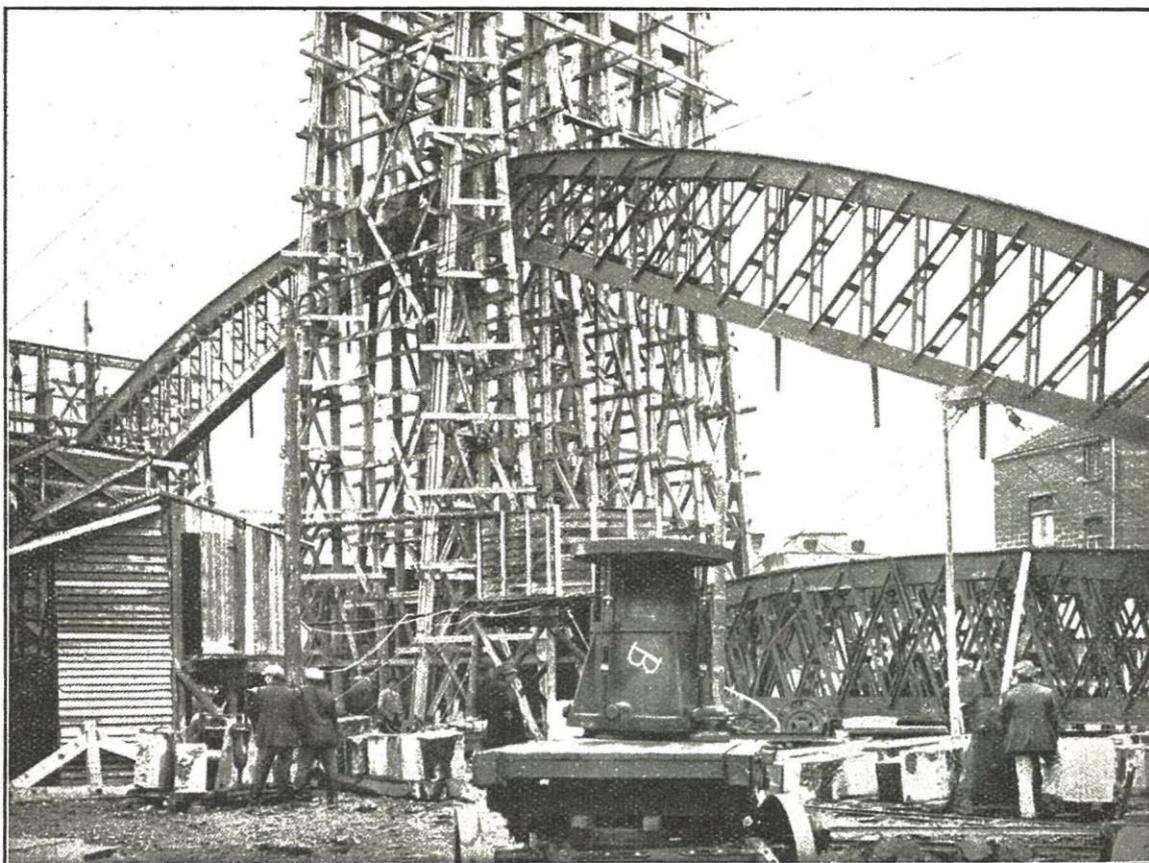


Fig. 26.

missible; son emploi pour une seule arche devenait prohibitif.

On battit dès lors des pieux dans le lit du fleuve. Sur ces pieux furent fixées des poutres métalliques provenant d'un ancien pont en démontage à Liège et réservant dans chaque arche une passe navigable de 20 m. de largeur.

Sur ces poutres on établit un plancher, et il fut dès lors procédé au montage des cintres en Meuse comme sur terre ferme, les cintres étant d'abord assemblés puis soulevés d'une pièce. La figure 29

permet de se rendre compte du procédé pour une arche; on voit à l'arche voisine, pendues aux cintres mis en place, les poutres métalliques qui ont servi à les monter et prêtes à être descendues sur bateaux (les pieux ayant supporté les poutres sont déjà enlevés).

C. — Réglage des cintres.

Les quatre cintres montés et entretoisés et le coffrage prêt, on bétonnait sur la voûte deux claveaux de part et d'autre

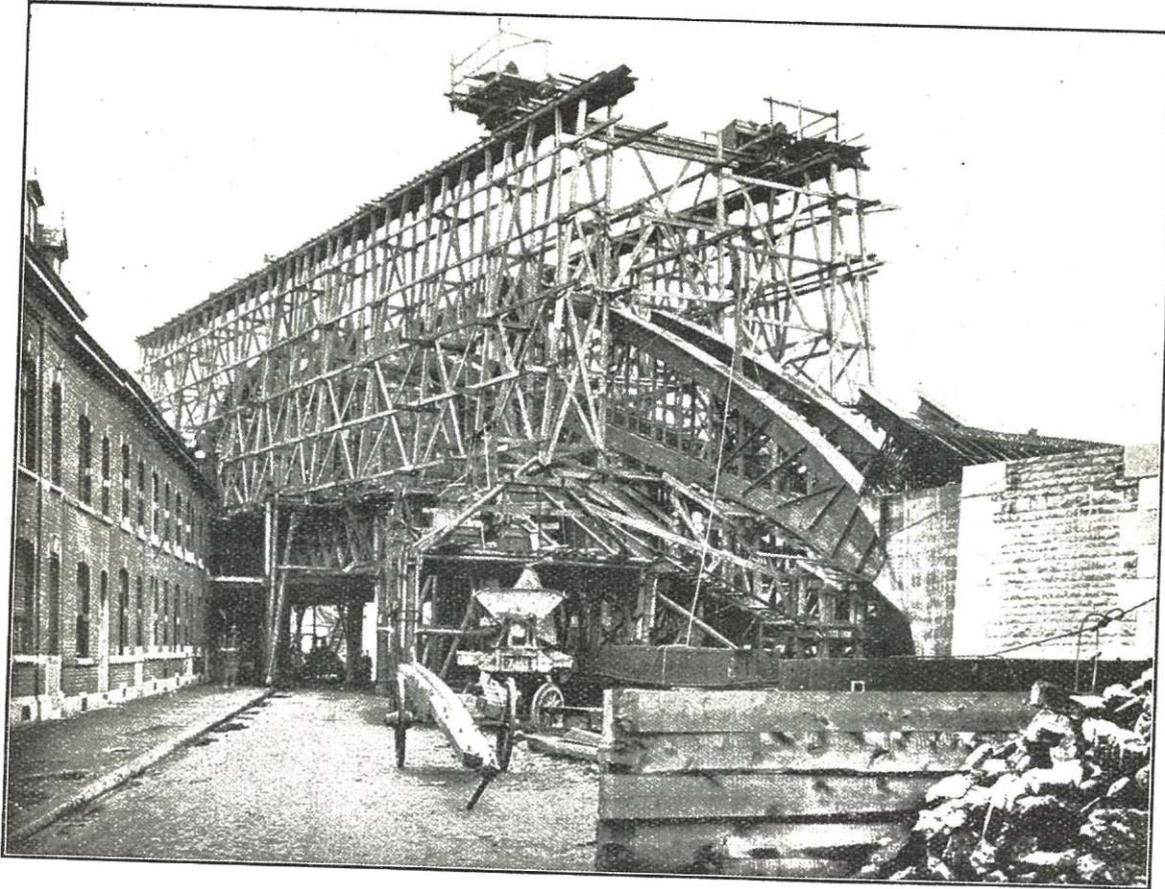


Fig. 27.

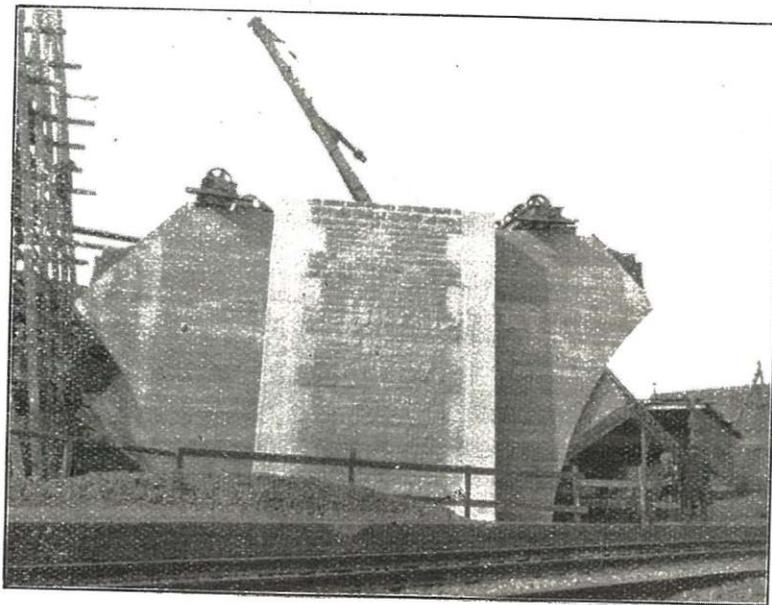


Fig. 28.

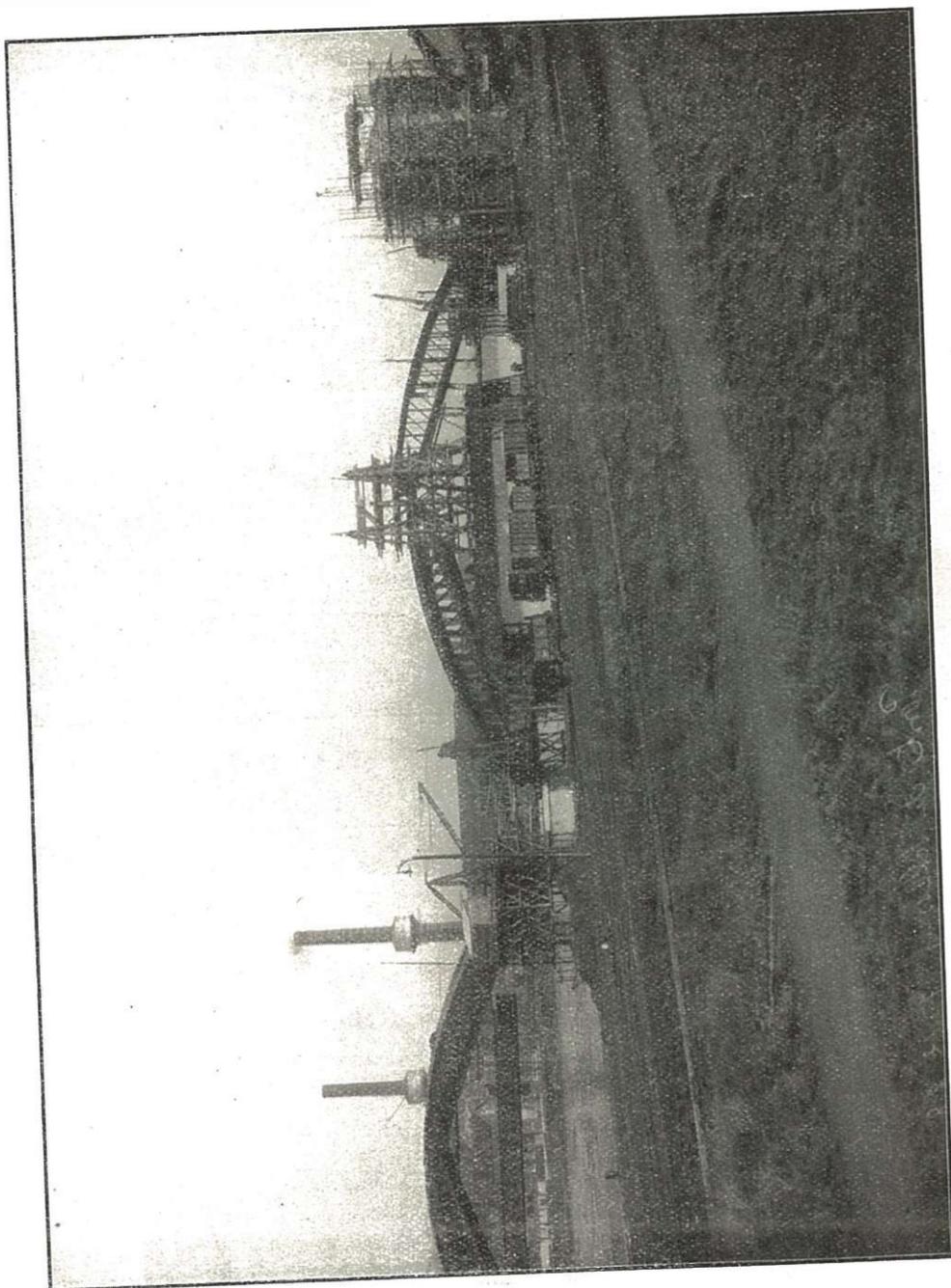


Fig. 20.

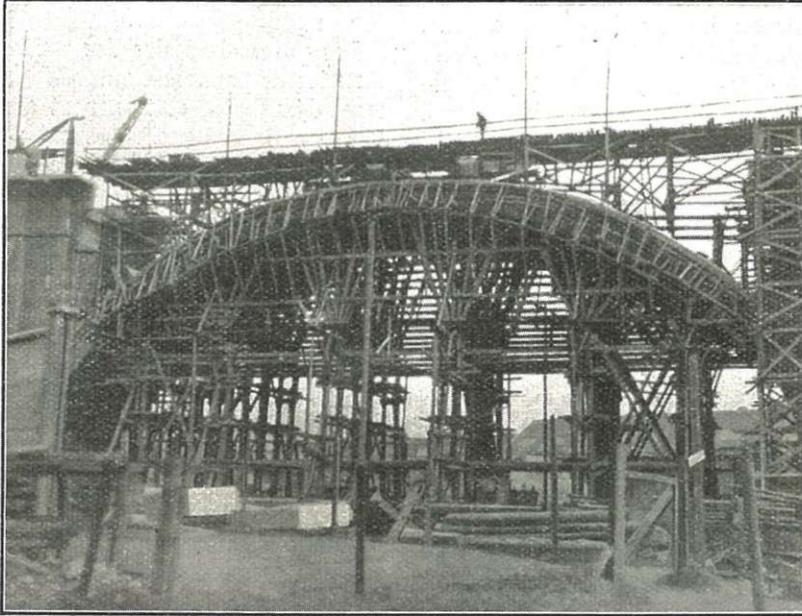


Fig. 30.

de la clef, de manière à charger les cintres, et on procédait à la vidange simultanée des boîtes à sable jusqu'à ce que les cintres descendent à la cote requise.

On se tenait toujours un ou deux centimètres au-dessus de cette cote par mesure de précaution, la boîte à sable étant un mécanisme irréversible.

Il fallait charger les cintres avant de procéder au réglage : leur poids mort étant insuffisant pour vaincre les résistances de frottement à l'intérieur des boîtes. En procédant autrement, on eût risqué de créer un vide dans les boîtes à sable, ce qui eût entraîné une descente brusque des cintres avec choc préjudiciable au cours du bétonnage, dès l'instant où la charge requise eut été atteinte.

D. — *Cintre de la travée de 34 m. 00 d'ouverture.*

Pour cette travée unique l'établissement de cintres métalliques eût entraîné une trop grosse dépense.

L'administration des chemins de fer accepta, pour les cintres conçus suivant le type en éventail, la substitution du bois à l'acier (figure 30).

On constitua les éventails au moyen de rondins de 20 cm. de diamètre environ, et la courbe d'intrados de la voûte au moyen de quatre gîtes 7×15 clouées à plat sur les extrémités des rondins.

Cinq fermes semblables, régulièrement espacées, soutinrent le couchis sur lequel on procéda au bétonnage.

Les cintres furent appuyés sur des files de pieux battus au refus et convenablement entretoisées dans les deux sens, comme les cintres eux-mêmes, afin d'éviter toute déformation ou tout gauchissement. Le procédé de décintrage adopté fut celui par coins.

E. — *Décintrage des voûtes de 61 m. 40.*

Le décintrage, comme la pose des cintres d'ailleurs, se fit de deux manières différentes suivant que les cintres pouvaient être descendus d'une pièce ou devaient être enlevés tronçon par tronçon.

Dans le premier cas, il était laissé dans la voûte des ouvertures de 0 m. 60 × 0 m. 60 (2 par demi-cintre) permettant d'amarrer les cintres et de laisser passer les moufflages au cours du travail; les treuils électriques étaient ceux qui avaient servi au montage; ils étaient installés sur les voûtes (la figure 31 montre clairement ce mode de décintrage).

Dans le second cas on réservait dans la voûte de petites ouvertures plus nombreuses permettant d'amarrer les éléments de cintres pour les descendre un à un.

Ces ouvertures étaient remplies de béton après décintrage. Dans celles de 0 m. 60 × 0 m. 60 on avait préalablement placé des armatures repliées momentanément contre les parois et que l'on rabattait au moment du bétonnage.

F. — *Coffrage et bétonnage.*

Les coffrages ne présentèrent rien de bien particulier.

On constitua les couchis des grandes voûtes de madriers 7 × 15 disposés de champ les uns contre les autres; ceux de la petite voûte des mêmes madriers disposés à plat (les portées étaient moins

grandes : cinq cintres au lieu de quatre, et les charges provenant du béton beaucoup moins fortes).

Les parois latérales des voûtes étaient formées de panneaux amovibles, de montage, démontage et transport aisés.

Une fois ces coffrages mis en place (intrados et parement de tête des voûtes) on divisa chaque demi-voûte en 12 claveaux séparés par des intervalles ou joints, de 6 cm. d'épaisseur seulement.

Dans ce but un claveau sur deux était coffré à la manière habituelle. Le claveau bétonné, on enlevait les coffrages et pour coffrer le claveau intermédiaire, on alignait contre le béton des claveaux achevés, une série de groupes de trois fers plats préalablement graissés et dépassant en hauteur celle des claveaux, le plat du milieu étant le plus long. Sur ces plats venaient s'appuyer les panneaux en voliges de forme trapézoïdale pour faciliter le décoffrage (fig. 32). Pour décoffrer on tirait d'abord le plat du milieu qui glissait assez facilement entre les deux plats voisins; on retirait ensuite ceux-ci. On obtenait ainsi derrière les panneaux en voliges, l'aisance indispensable pour les décaler et les retirer.

Les coffrages des tympans, corniches, consoles et trottoirs en encorbellement s'exécutèrent également en panneaux amovibles, la principale difficulté consistait à les maintenir en place à 18 m. de hauteur environ. On y parvint soit au moyen d'échafaudages légers partant du sol, soit au moyen de sorte de portiques en bois, prenant appui sur l'extrados des voûtes et arcatures; les coffrages étaient alors, à proprement parler, pendus.

Ces coffrages avaient été soigneusement étudiés, ils étaient faciles à poser et à enlever, n'étant assemblés qu'au moyen de quelques boulons.

Pour le bétonnage on établit, au fur et à mesure de l'avancement, une passerelle

1837

49

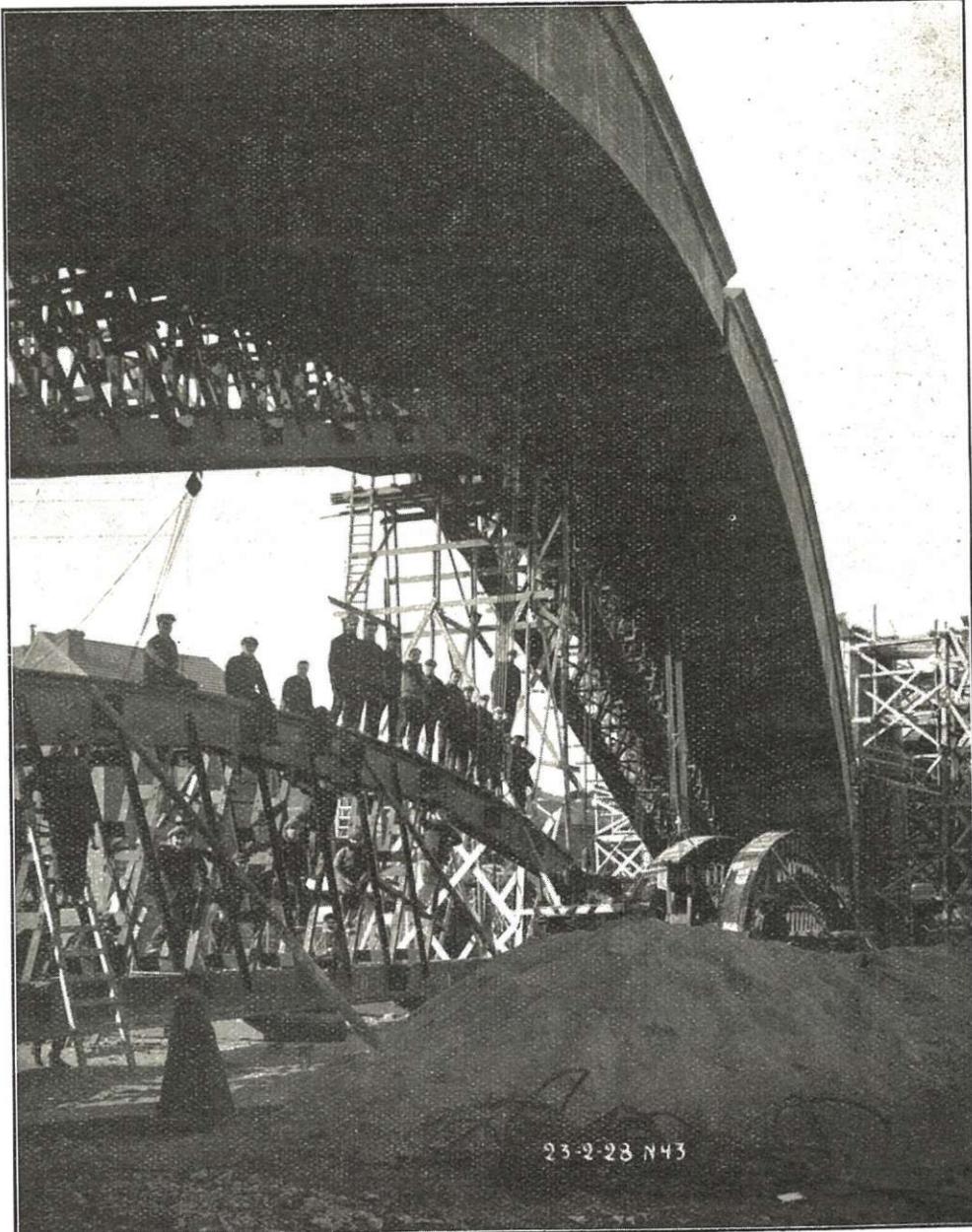


Fig. 31.

VI-7

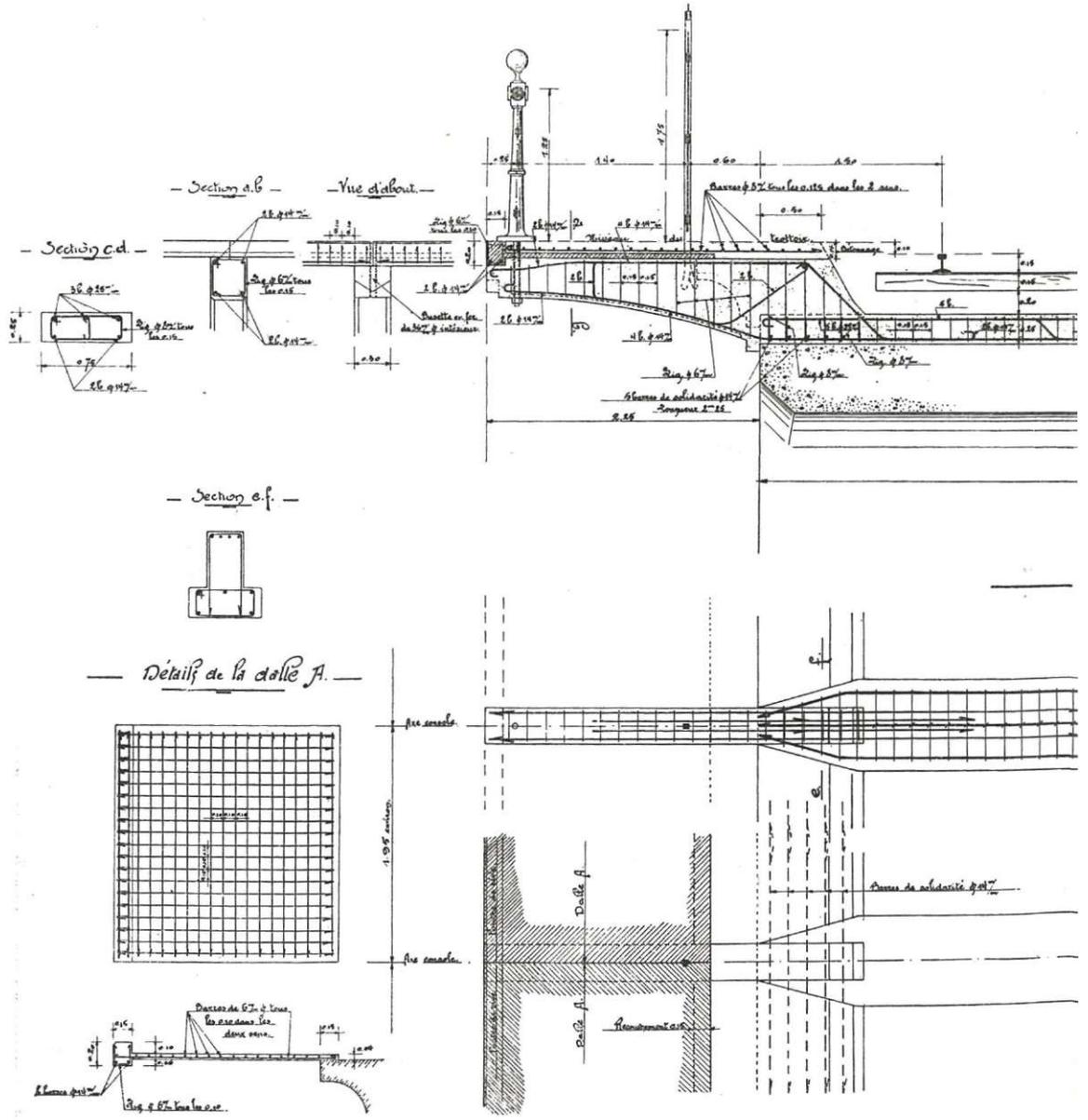


Fig. 33. — Viaduc de Renory. Pièce

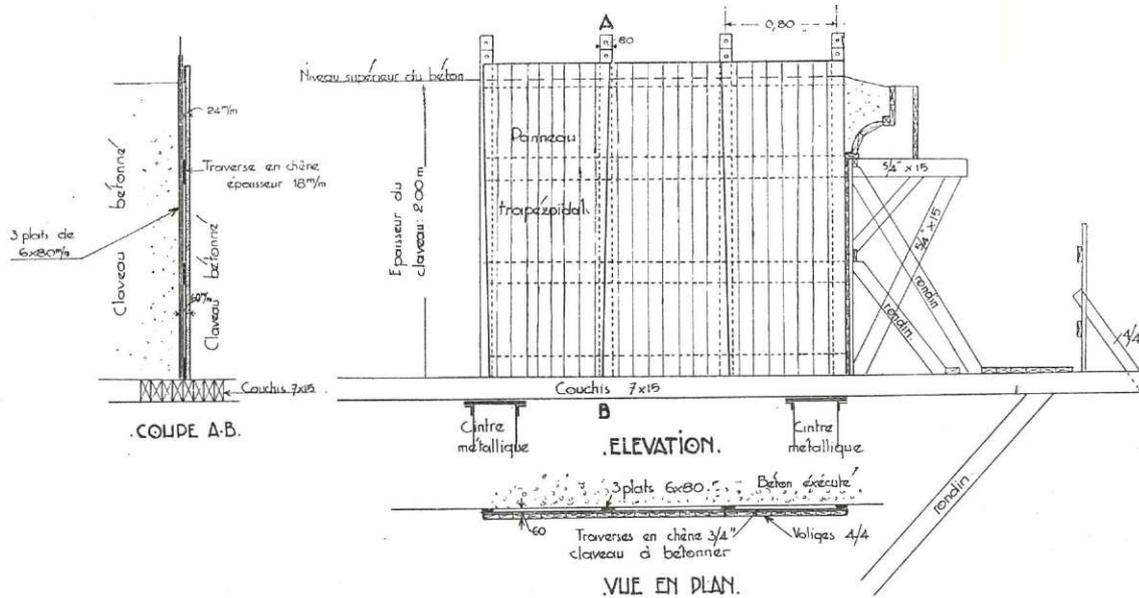


Fig. 32. — Dispositif de coffrage des claveaux avec joints de matage de 60 mm.

à un niveau supérieur à celui des dalles arcatures et régnant sur toute la longueur de l'ouvrage. Le béton était hissé par bennes au moyen d'un derrick puissant (90 ch.) installé sur une pile, on roulait les wagonnets au lieu d'emploi où le béton était descendu au moyen de goulottes pour servir au bétonnage des voûtes, dalles de couverture des arcatures, piles ou trottoirs.

Nous reviendrons un instant à la composition des bétons dont il a déjà été question dans la première partie de la présente note.

Ce béton était de consistance légèrement humide pour les voûtes (sans armatures) où il était damé pneumatiquement; il était plus fluide pour le damage à la main entre les armatures des arcatures et dans les petits éléments des corniches.

La fluidité du béton était d'ailleurs vérifiée de temps à autre par la méthode classique du cône d'Abrams. Les affaisse-

ments devaient être compris entre 10 et 15 mm. seulement pour le béton destiné aux voûtes et voisins de 30 mm. pour le béton à placer entre les armatures.

Quant à la composition du mélange au point de vue matières inertes, elle était fixée de temps à autre par un essai granulométrique; c'est ainsi, d'ailleurs, que la composition précédemment indiquée 1 000 l. 0/60 et 125 l. sable du Rhin avait été déterminée. La courbe granulométrique obtenue en ajoutant celle du sable du Rhin à celle du 0/60 dans les proportions indiquées se rapprochait fort de la courbe idéale correspondant pour la fluidité envisagée, à la dimension maximum des éléments composants (60 mm.).

En base de ces essais, la quantité de sable du Rhin à ajouter a varié de 100 à 125 l. suivant la composition granulométrique du gravier tout-venant 0/60 révélée par les tamisages.

On surveillait de même la composition du mélange 0/30 et c'est ainsi qu'on a

constaté à un moment donné que les fournitures de 0/30 alors effectuées, contenaient trop d'éléments fins; on put se rapprocher de la courbe idéale par l'adjonction de gravier classé 5/20 dans une certaine proportion.

En procédant de cette manière on obtint un mélange dont le rendement était à peu près constant. Un des avantages de cette constance était de pouvoir établir d'une manière à peu près sûre, sans nécessiter de métrages, par simple comptage des mélanges, le cube de travaux exécutés en vue de l'établissement des états de paiement provisoires.

Pour ce qui concerne ces questions, si importantes pour les entrepreneurs, des rendements des bétons, nous croyons utile de leur signaler ainsi qu'aux techniciens, l'intéressante étude publiée récemment sur ce sujet par M. Paul Leclercq, Inspecteur technique à la Société Nationale des chemins de fer belges, directement attaché au chantier de construction du viaduc de Renory ⁽¹⁾. M. Leclercq y a consigné un grand nombre d'observations et expériences faites méticuleusement pendant de longues années sur de nombreux et gros chantiers et y a indiqué les conclusions pratiques à en tirer.

Pour suivre le mouvement des cintres métalliques pendant le bétonnage des voûtes, on avait suspendu à ces cintres en divers endroits (trois par demi-cintre) des tiges rigides indéformablement liées aux cintres, se déplaçant devant une échelle graduée fixée dans un massif de béton au sol.

On se réservait de modifier l'ordre de bétonnage des claveaux au cas où des dé-

formations anormales se seraient révélées.

Cette méthode permit de vérifier l'affaissement des cintres à la clef, il fut dans tous les cas voisin de 50 mm., flèche calculée.

Une fois les claveaux bétonnés on procédait immédiatement au matage des joints; ce travail achevé, après 15 jours de prise des joints on décintrait, c'est-à-dire trois à quatre semaines après bétonnage du dernier claveau.

En opérant de la sorte, les claveaux avaient en grande partie subi leur retrait et le matage des joints au refus provoquait une sorte d'autodécintrement. La descente des voûtes en béton au décintrage proprement dit, a toujours été très faible (de 0 à 10 mm.).

Un détail encore ayant trait au bétonnage, mérite, pensons-nous, d'être mentionné: c'est l'artifice adopté pour faire disparaître les traces de reprise, visibles en parement.

Nous avons dit que les parements vus s'exécutaient en béton fin (élément 0/5 et sable du Rhin). Quelle que soit l'attention apportée au bétonnage, malgré la finesse des éléments constitutifs, les joints de reprise apparaissaient au décoffrage.

Pour remédier à cette imperfection du travail, on ne toléra en parement que des reprises strictement horizontales et on décida de procéder comme suit: avant de rebétonner, étendre sur le béton exécuté antérieurement, en contact avec le coffrage, une couche de mortier de fluidité normale composé de sable du Rhin et ciment Portland; rebétonner aussitôt sur cette couche de mortier et damer énergiquement. On obtint une interpénétration du béton et du mortier avec absence quasi totale de zones maigres décelant la reprise.

⁽¹⁾ *Bulletin technique de l'Union professionnelle des inspecteurs techniques et des chefs de section des Chemins de fer belges*, numéro du 15 décembre 1929.

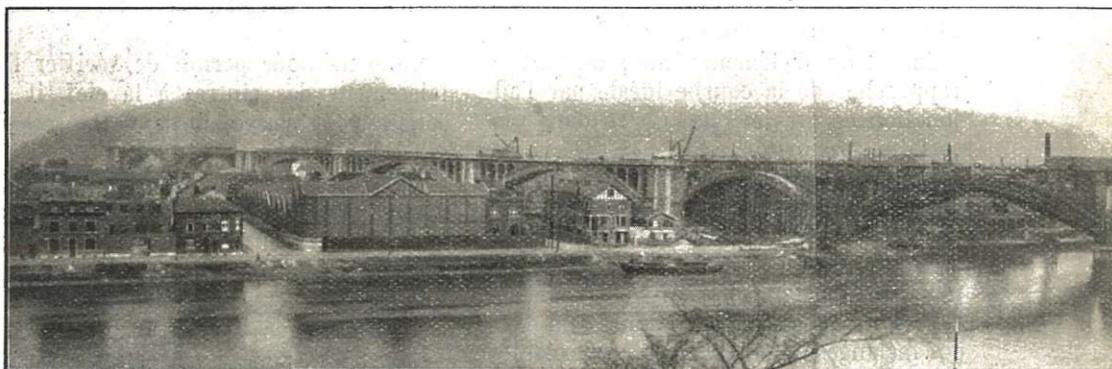


Fig.



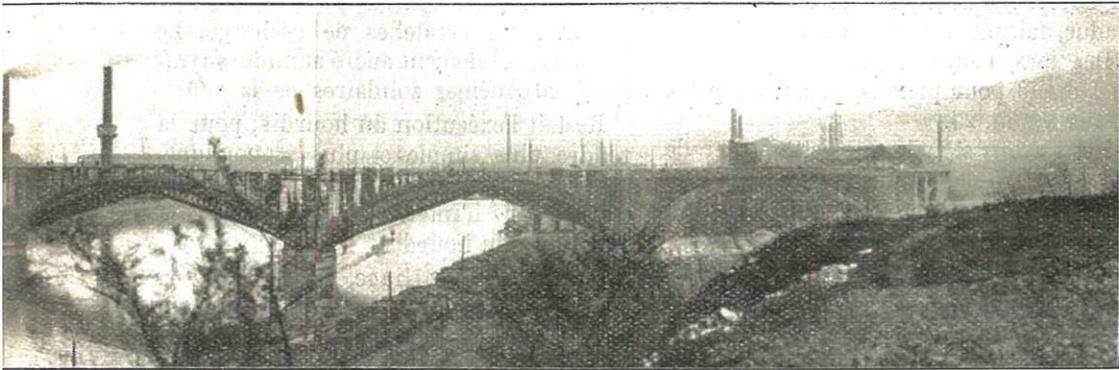
Fig

En résumé, le mortier consistant renourrit le joint, tandis que la barbotine ou coulis de ciment, tout en assurant à l'intérieur du massif une soudure suffisante en pratique, fuit en parement, laissant visibles les lèvres du joint.

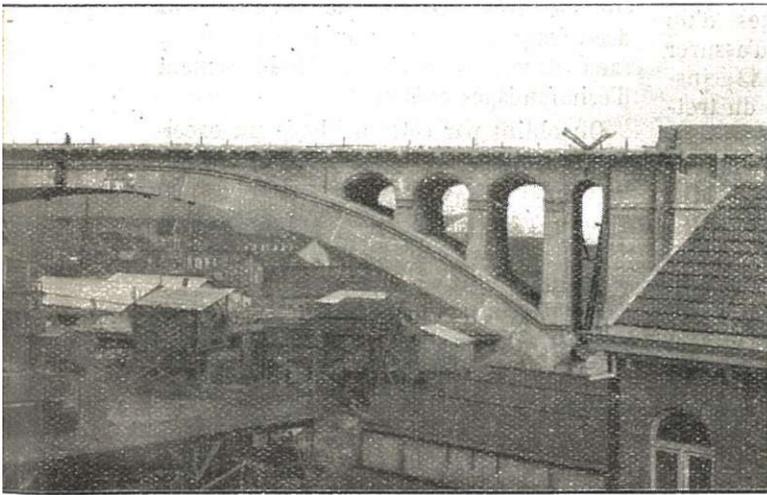
Au cas où des vides ou alvéoles minuscules auraient subsisté, de par sa posi-

tion horizontale, le joint de reprise se confondait avec les balèvres inévitables du coffrage : voliges disposées également suivant l'horizontale.

Le résultat fut d'ailleurs excellent : les reprises étaient, peut-on dire, imperceptibles. La Société Nationale des Chemins de fer belges put ainsi éviter le bouchar-



. 34.



. 35.

dage primitivement prévu et réaliser de ce fait une économie importante.

3. — *Passerelle pour piétons.*

La construction de l'ouvrage était déjà fort avancée quand, à la requête pressante des usines de la région et des administrations locales, il fut décidé d'ajou-

ter une passerelle pour piétons sur l'étendue des voûtes en Meuse, et de celle franchissant les voies du port de Renory.

La difficulté résidait dans l'accroissement important du porte à faux des consoles résultant de l'établissement de cette passerelle; en effet, le projet primitif comportait déjà une passerelle de service

en encorbellement de part et d'autre du viaduc, faisant saillie de 0 m. 85.

Dès lors, l'adjonction d'une passerelle de 1 m. 40 pour piétons, portait ce porte à faux à 2 m. 25.

Nous avons signalé que cette passerelle s'étendait au-dessus de la Meuse et des voies du chemin de fer, c'est dire qu'il n'était pas possible, à moins de frais considérables, d'étayer les coffrages à 16 m. de hauteur environ au moyen d'échafaudages partant du bas.

Dans ces conditions, l'entreprise proposa à la Société Nationale des Chemins de fer belges d'exécuter les consoles en série au niveau du sol, puis de les hisser en place.

Les consoles étaient pourvues d'un contre-poids en béton capable d'assurer la stabilité de l'ensemble (fig. 33) jusqu'à fin de pose et de bétonnage du trottoir.

La puissance des grues du chantier permettait de mener facilement à bien cette opération de montage.

De cette façon tout étaçonnage devenait inutile, résultat avantageux au point de vue coût d'établissement.

A cette diminution du prix de revient se greffait encore l'économie appréciable à réaliser par la fabrication en série à même le sol.

Après montage, les consoles de la passerelle pour piétons (côté aval) furent réunies aux consoles ordinaires de la passerelle de service située à l'amont de l'ouvrage par des poutres de liaison.

Il s'indiquait dès lors, d'exécuter les consoles ordinaires de la même façon (pièces moulées).

En résumé le dispositif type comprenait deux consoles réunies par une poutre transversale reposant soit sur la voûte principale, directement ou par l'in-

termédiaire de murets bien entretoisés, soit sur les arcatelles de décharge. Le tout était solidement ancré aux murs tympan, eux-mêmes solidaires de la voûte.

Restait l'exécution du hourdis; pour la rendre plus simple et plus économique, on utilisa une dalle coffrage de 4 cm. d'épaisseur n'intervenant pas dans la résistance du hourdis.

Cette dalle coffrage, raidie par la poutre bordure, fut également exécutée en série et mise en place au moyen de grues.

L'avantage du procédé était de supprimer totalement la pose des coffrages, tant pour les consoles que pour le hourdis; il eût été très difficile de procéder au décoffrage du hourdis après achèvement sans devoir recourir à l'établissement d'échafaudages coûteux.

On obtint par cette méthode un excellent résultat: les parties vues, constituées par les consoles et coffrages en béton préparés à terre, ayant pu être particulièrement soignées, élément heureux pour l'aspect.

Nous terminerons, bien qu'il y aurait certes encore beaucoup de moyens d'exécution à décrire mais qui sortiraient, craignons-nous, par trop du cadre de cette revue, en invitant nos lecteurs à examiner les figures 34 et 35. Elles permettent de se faire une idée, l'une, de l'ampleur du chantier, l'autre, de l'aspect d'une partie de l'ouvrage en voie d'achèvement et font honneur tant aux directeurs du service spécial de construction de la Société Nationale des Chemins de fer belges qui ont présidé aux destinées du viaduc, MM. L. Pêche et A. Ronsse, qu'aux exécutants: les Sociétés d'Entreprise générale de travaux « Engetra » et MM. Léon Monnoyer et Fils.