

DEUXIÈME PARTIE

LA VOIE ET LES TERRASSEMENTS

CHAPITRE PREMIER

LA VOIE

VOIE EN RAILS D'ACIER DE 9^k,500 DE LA SOCIÉTÉ DECAUVILLE

Le rail de 9^k,500 du type Vignole est la miniature du rail des compagnies avec une largeur de patin proportionnellement plus grande. Les dimensions constitutives sont :

Hauteur totale	60	millimètres.
Largeur du patin	64	--
Épaisseur de l'âme	7	—

Les calculs faits par le Creuzot ont donné les chiffres suivants :

$$\text{Quotient } \frac{1}{\nu} = 0,000017386$$

La voie se compose de travées droites ou courbes de 5 mètres, 2^m,50 et 1^m,25 de longueur.

En bout, l'âme du rail est percée de deux trous de 10 millimètres de diamètre distants de 50 millimètres d'axe en axe pour le passage des boulons d'éclisses et comporte d'un côté une petite semelle rivée sous le patin.

La hauteur libre entre la surface de roulement et le méplat

de la tête du boulon est de 30 millimètres. La saillie du boudin des roues étant de 22 à 25 millimètres, il reste une épaisseur

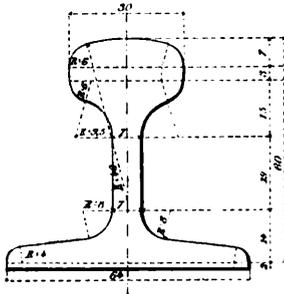


Fig. 1. — Rail de 9^{t,500}.

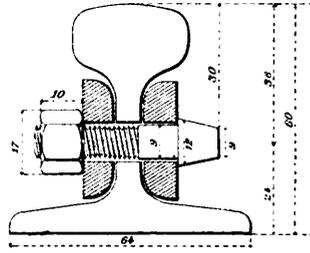


Fig. 2.

de matière de 5 à 8 millimètres avant d'arriver au cisaillement des boulons.

La traverse métallique qui nous paraît réunir d'excellentes

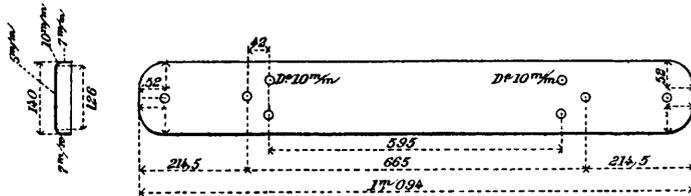


Fig. 3. — Traverse métallique.

conditions de solidité est la traverse due aux études de M. le capitaine d'artillerie Péchot.

La section est en \square , la largeur en dessus est de 140 millimètres, le rebord périmétral droit a une saillie de 29 millimètres afin de bien mordre le sol. La longueur est portée à 1^m,094. Elle est fermée en bout par un emboutissage à chaud de l'acier.

L'épaisseur est de 5 millimètres à la partie supérieure, 10 millimètres aux angles et 7 millimètres sur le rebord périmétral.

Son poids moyen est de 8^t,830.

Elle est fixée aux rails au moyen de 6 rivets dont 4 à l'intérieur de la voie et 2 à l'extérieur.

Le nombre des traverses est de 8 par bout de 5 mètres.

Elles sont espacées régulièrement de 0^m,64 d'axe en axe et débordent de 0^m,20 de chaque côté du patin.

Les rivets ont un diamètre de 9 millimètres et une longueur totale de 20 millimètres, l'épaisseur de la tête est de 6 millimètre et le diamètre de 13 millimètres.

Les rivets sont un peu faibles et il faut les remplacer quelquefois dans les parties qui fatiguent.

On compte généralement 73 rivets au kilogramme.

Le poids moyen est de 13^g,8.

Nous avons dit qu'il était quelquefois nécessaire de remplacer un rivet. Cette opération se fait très facilement sans déposer la voie. On fouille sous la traverse malade, on enlève au burin et au chasse-goupille l'ancien rivet, on passe le rivet

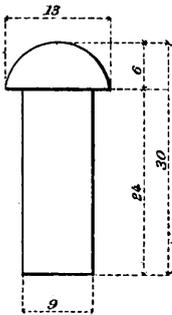


Fig. 4.

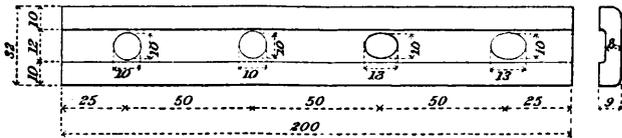


Fig. 5. — Éclisse.

neuf d'une main, on le saisit en dessus de l'autre main. On glisse ensuite un tas en fonte qui peut se loger sous la traverse. Ce tas est creusé de plusieurs bouterolles. Quand on sent que la tête du rivet est à son point, on fait la tête avec une bouterolle à coups de marteau à river.

Les travées sont assemblées au moyen d'éclisses en fer. Chaque travée comporte 4 éclisses, dont deux à droite à la partie antérieure et deux à gauche à la partie postérieure. Cette disposition rend la voie hybride, c'est-à-dire que l'assemblage s'effectue indifféremment dans les deux sens. Les dimensions d'une éclisse sont :

Longueur 200 millimètres

Hauteur 32 millimètres.

Épaisseur 8 millimètres à la rainure des têtes de boulons et 9 millimètres sur la partie non rainée.

Le poids moyen est de $35^s,25$.

Chaque éclisse a deux trous ronds de 10 millimètres de diamètre et deux trous ovalisés de $\frac{10}{13}$.

L'ovalisation assure le jeu longitudinal de la voie.

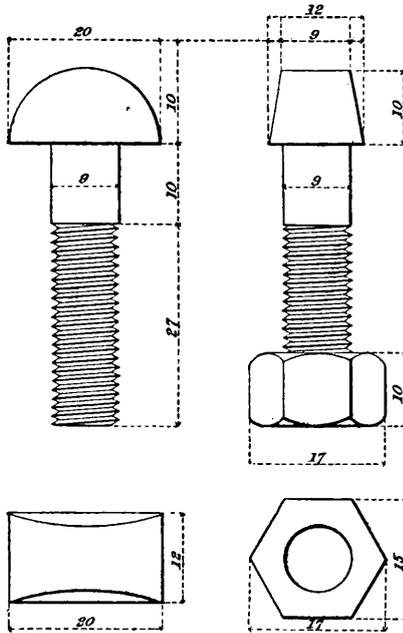


Fig. 6. — Boulon d'éclisses.

Le boulon d'éclisse est à tête méplate s'engageant dans la rainure de l'éclisse.

La longueur totale du boulon est de 47 millimètres.

La tête à 10 millimètres sur $9^{\text{mm}},12$ et 20 millimètres de longueur.

La partie non filetée a 10 millimètres.

La partie filetée a 27 millimètres de longueur.

L'écrou est à six pans.

Le poids moyen du boulon avec son écrou est de $38^s,6$. Il faut 8 boulons par travée.

Des éléments ci-dessus nous pouvons déduire le poids moyen d'une travée de 5 mètres en rails de $9^k,500$ avec traverses du système Péchot.

Rails $2 \times 5 \times 9^k,500$	=	95^k
Traverse $8 \times 8^k,830$	=	$70^k,640$
Rivets $48 \times 13^s,6$	=	$0^k,6624$
Eclisses $4 \times 35^s,25$	=	$1^k,410$
Boulons d'éclisses $8 \times 38^s,6$	=	$0^k,3088$
Poids total d'une travée de 5 mètres		<hr/> $168^k,0212$

Trois hommes transportent aisément un élément de 5 mètres quand le déplacement est peu éloigné.

Pour la pose d'une grande longueur de voie, il faut compter quatre hommes.

Le poids moyen de la voie ressort à 33 à 34 kilogrammes au mètre courant.

Elle peut supporter largement des charges de 12 tonnes qui

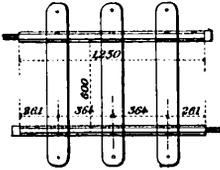


Fig. 7. — Travée de 1^m,25.

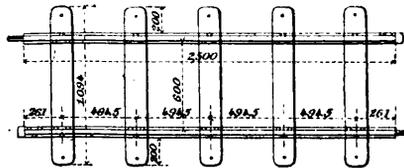


Fig. 8. — Travée de 2^m,50.

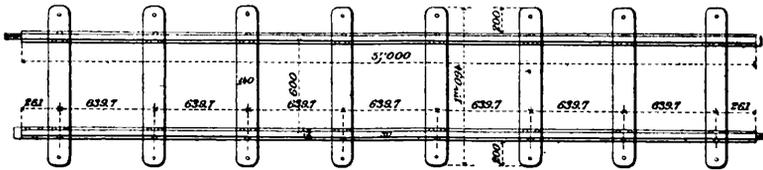


Fig. 9. — Travée de 5 mètres.

correspondent au poids de la machine Mallet souvent employée dans la voie de 0^m,60, et dans ces conditions la pression sur le sol n'atteint que 0^k,673 grammes par centimètre carré.

D'autre part, en prenant pour terme de comparaison le prix de 12 francs du catalogue de la maison Decauville (août 1890), le prix du kilogramme de métal revient à 0 fr. 3571.

Les travées courbes sont de composition identique aux travées droites. Elles sont au rayon de 30 mètres, 40 mètres et 50 mètres.

Il n'y a pas de surécartement dans les courbes, le jeu est obtenu dans les dispositions d'écartement des mentonnets de la roue.

Passage à niveau. — Les passages à niveau sont constitués par un second rail accolé au premier et contourné au bout en patte de lièvre ; la distance entre les champignons des deux rails est de 62 millimètres.

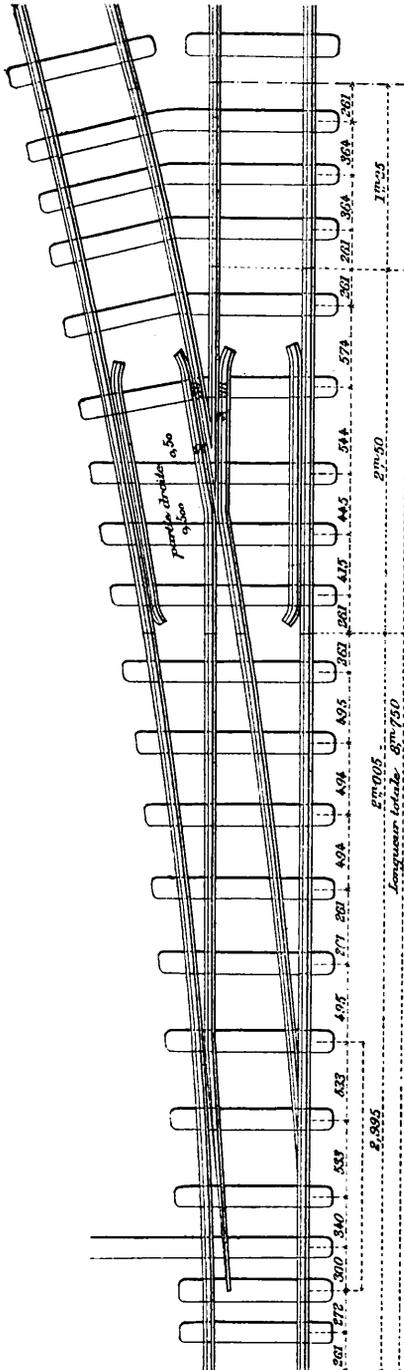


Fig. 10. — Croisement.

Croisements. — Les croisements sont faits en quatre pièces, dont trois comprennent le croisement proprement dit avec le cœur du croisement, et l'autre l'aiguille et le mouvement d'aiguille.

Les croisements sont aux rayons de 20 mètres, 30 mètres et 50 mètres.

Les traverses sont disposées de telle façon qu'elles restent toujours normales à l'axe de la voie.

Les aiguilles sont rabotées, le modèle est absolument analogue à celui des grandes compagnies.

Le poids moyen total d'un croisement, compris l'aiguille et le mouvement d'aiguille, est de 413 kilogrammes.

La longueur totale est de 8^m,75.

Chaque croisement est toujours accompagné d'un bout complémentaire, de façon à constituer une longueur fixe de 10 mètres. Cette disposition permet de greffer rapidement un branchement par le simple enlèvement de deux bouts de 5 mètres.

Il faut une équipe de 10 hommes pour déplacer un croisement.

Tels sont les éléments constitutifs de la voie en rails de 9^k,500.

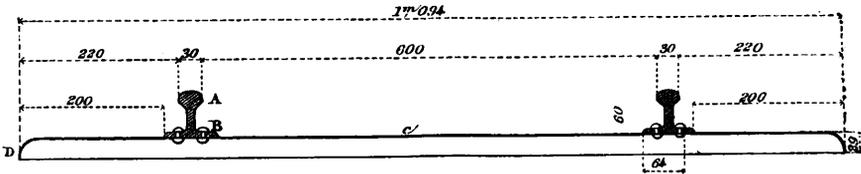


Fig. 11. — Profil de la voie de 0^m,60 en rail de 9^k,500.

A. rail de 9^k,500. — B. rivet de 30 × 9. — c, traverse en acier. — D, rebord embouti.

La largeur de la voie est toujours comptée de rail à rail intérieurement.

VOIE EN RAILS DE 12 KILOGRAMMES

Quand le chemin de fer à voie de 0^m,60 est appelé à desservir un trafic important, et surtout lorsqu'il y a nécessité d'obtenir

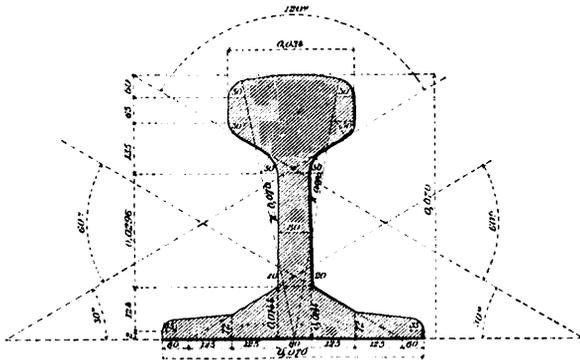


Fig. 12. — Rail de 12 kilogrammes.

des vitesses de 40 à 50 kilomètres à l'heure, il est prudent d'employer le rail de 12 kilogrammes.

Ce rail est également du type Vignole à patin.

La hauteur du rail est de 70 millimètres,

L'épaisseur de l'âme de 80 millimètres ;

La largeur du champignon est portée à 34 millimètres.
Le patin a 70 millimètres.
Les éclisses affectent une forme toute nouvelle.

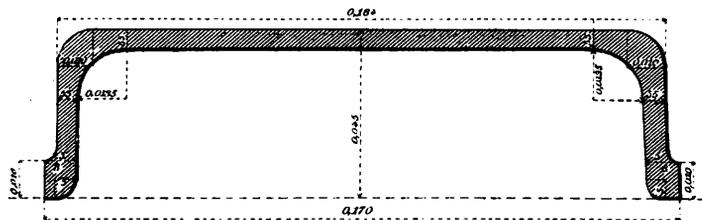


Fig. 13. — Traverse Grille.

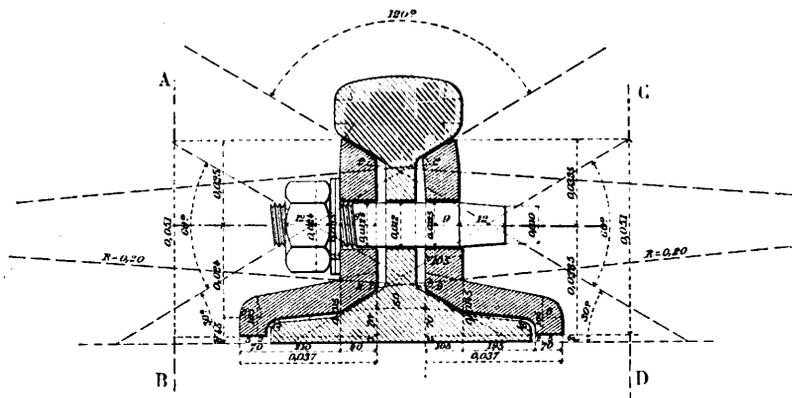


Fig. 14. — Éclissage du rail de 12 kilogrammes.

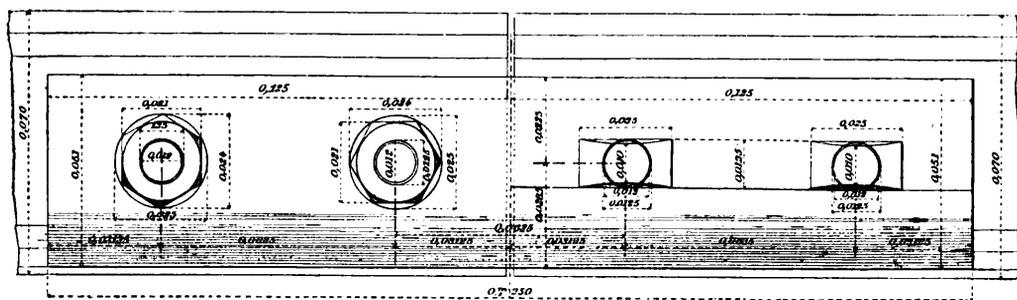


Fig. 15.

Élévation suivant AB.

Élévation suivant CD.

Elles sont cintrées à l'intérieur avec un rayon de 200 millimètres. Elles s'appuient d'une part sur la partie inférieure du champignon, et d'autre part sur le méplat du patin.

L'épaisseur atteint $10^{\text{mm}},5$ et la hauteur totale est de 51 millimètres.

Les trous de boulons sont espacés de $62^{\text{m/m}},5$ d'axe en axe.

Le diamètre des boulons est de 12 millimètres, et la longueur de 64 millimètres.

La longueur totale de l'éclisse est de 250 millimètres.

La hauteur libre entre les dessus des têtes de boulons et la surface de roulement est de 34 millimètres.

Ce modèle assure une rigidité absolue au joint.

Avec le rail de 12 kilogrammes on peut employer soit la traverse Péchot, soit la nouvelle traverse due aux études de M. l'ingénieur Grille.

Cette traverse en acier est à rebord périmétral droit comme la traverse Péchot; mais elle offre des particularités intéressantes.

Elle a une largeur de 164 millimètres et une longueur de $1^{\text{m}},12$. L'épaisseur du métal est portée à $5^{\text{mm}},5$, les angles sont renforcés ainsi que la partie inférieure du rebord.

Les extrémités sont fermées et élargies.

La hauteur du rebord périmétral est de 45 millimètres au lieu de 29 millimètres dans la traverse Péchot.

En outre, à la partie supérieure, à l'emplacement du patin du rail, elle présente deux plans inclinés de 75 millimètres de longueur avec une flèche de près de 4 millimètres.

Cette disposition a pour objet d'assurer au rail une inclinaison convenable à l'intérieur.

Telle qu'elle est, cette traverse offre un moment d'inertie considérable, et nous croyons qu'elle est appelée à un succès légitime dans l'établissement des voies de 0,60 à grand trafic.

Nous donnons le dessin du rail de 12 kilogrammes éclissé et celui de la nouvelle traverse.

Le quotient $\frac{1}{v}$ du rail de 12 kilogrammes est 0,000023258. Si l'on place les traverses à l'espacement de 0,64 d'axe en axe et que l'on suppose le rail encastré par la rivure, on voit que le

Avec elle pas d'ennui de réparations, le bourrage une fois effectué reste stationnaire.

On peut déplacer la voie sans la démonter.

Nous nous garderons cependant de dire qu'elle doit être exclusive de toute autre.

A Epinal, dans la vallée d'Olima, une partie de la voie militaire de 0,60 est établie sur traverses de bois et se comporte parfaitement.

CHAPITRE II

LA PLATE-FORME. POSE ET ENTRETIEN DE LA VOIE, TERRASSEMENTS

La plate-forme de la voie de 0^m,60 se déduit des dimensions constitutives de la voie.

La traverse ayant 1^m,09 de longueur et l'épaisseur du ballast étant limitée à 15 ou 20 centimètres, ce qui est bien suffisant, il est nécessaire, pour éviter le ripage sous l'influence des mouvements de lacets des machines, de faire déborder le ballast de 0^m,30 de chaque côté de la traverse. Cette dernière se trouve ainsi encastrée et ne peut plus se déplacer latéralement.

Le talus du ballast a 0^m,20 de base et repose sur une banquette de 0^m,40.

Ainsi constituée, la plate-forme a une largeur de 3 mètres décomposée comme suit :

Entre rails	0 ^m ,60
2 largeurs de rails.	0 ^m ,06
De bords de ballast	1 ^m ,14
2 talus de ballast	0 ^m ,40
2 banquettes	0 ^m ,80
Total. . .	<u>3^m,00</u>

En ajoutant 2 fossés de 0^m,60 en gueule, on atteint une largeur d'emprise en terrain plat qui ne dépasse pas 4^m,20.

A l'intérieur des rails, les traverses sont apparentes de façon à permettre la surveillance des rivets. L'assainissement est très facile en raison du peu de largeur de la plate-forme.

PROFILS EN TRAVERS, TYPES

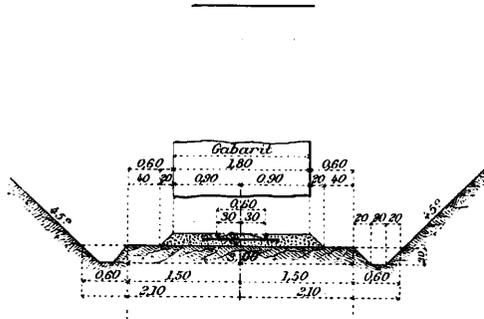


Fig. 20. — Tranchée en rase campagne.

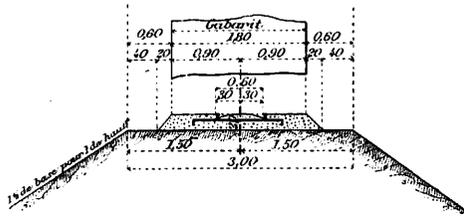


Fig. 21. — Remblai en rase campagne.

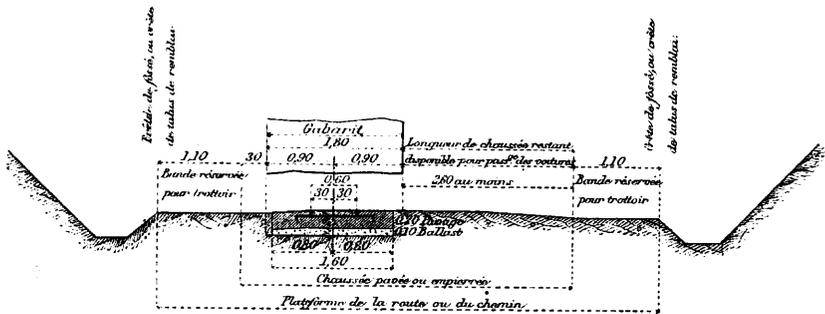


Fig. 22. — Voie sur chaussée accessible aux voitures.

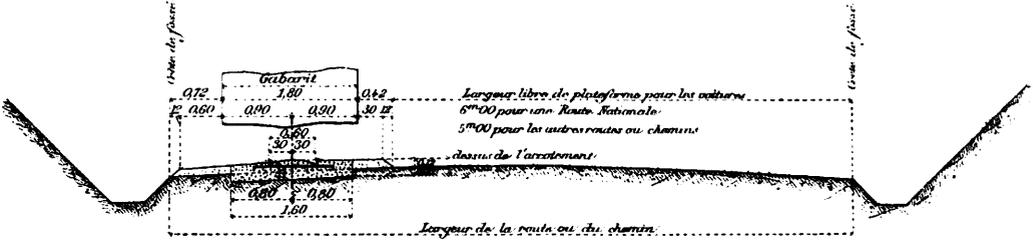


Fig. 23. — Voie sur accotement des voies de communication.

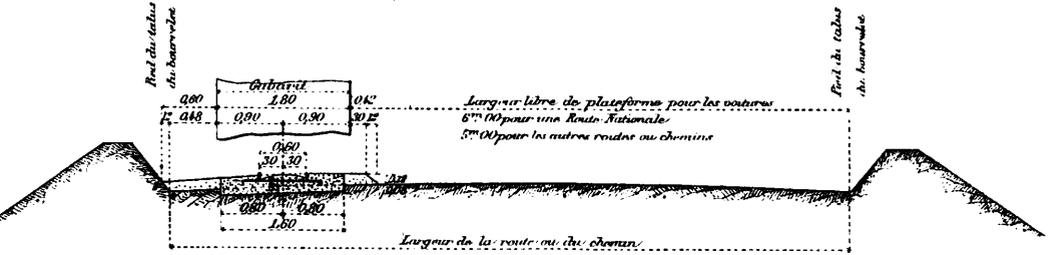


Fig. 24. — Voie sur accotement des voies de communication.

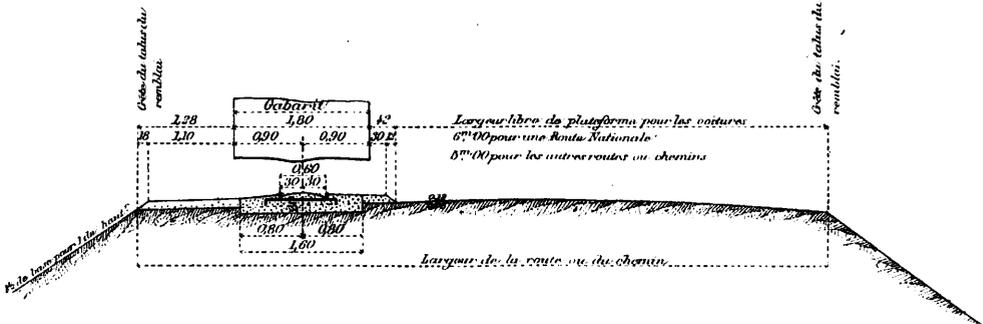


Fig. 25. — Voie sur accotement des voies de communication.

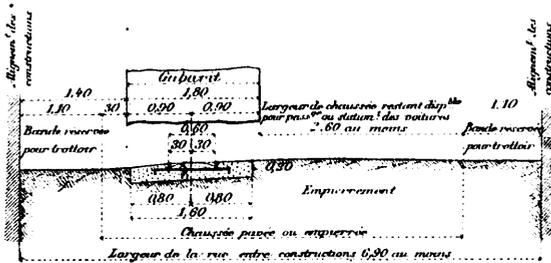


Fig. 26. — Traverses des villes et des villages.

POSE DE LA VOIE

Pour la pose de la voie de 0^m,60, nous avons souvent procédé de la manière suivante :

La machine amène en refoulant un train composé de wagons chargés de rails et d'autres wagons chargés de ballast.

Une équipe de chargeurs prend les travées sur les wagons et lance une voie provisoire sur le côté de la plate-forme. Les travées sont simplement posées sur le sol sans boulon. On pousse les wagons sur la voie provisoire ; le ballast est alors déchargé sur l'axe de la voie définitive.

On a soin d'espacer la décharge de façon à assurer la répartition du ballast sur une épaisseur de 0^m,20.

Pendant que la machine va chercher un nouvel approvisionnement de ballast et de rails, les hommes, sous la conduite du chef poseur, régulent le ballast au gabarit, déposent la voie provisoire et la reposent sur l'axe définitif. L'éclissage se fait à un seul boulon. On dresse la voie, on serre les joints à l'écartement de 2^{mm},5 pour la dilatation. Une fois la voie dressée, on passe le deuxième boulon d'éclisse et on serre à fond. On procède ensuite au bourrage des traverses.

Quand la machine revient avec un nouveau chargement, elle engage son train, en refoulant, sur la voie définitive. On lance au moyen de courbes placées à sens différents une nouvelle voie mobile et le travail suit son cours normal avec rapidité.

Dans ces conditions, le prix de revient de la pose de voie d'un kilomètre coûte de 300 à 350 francs le kilomètre, compris la dépense d'avancement.

La durée de la pose dépend du nombre d'hommes employés et de la distance des approvisionnements de rails et de ballast.

Il faut organiser les équipes de façon que, pendant la durée du chargement du ballast et des rails et du trajet de ces der-

niers, la partie de la voie amenée précédemment soit définitivement posée.

ENTRETIEN DE LA VOIE

En supposant la voie établie dans les conditions que nous venons d'indiquer, on peut présumer, en s'appuyant sur les données de l'expérience, que 3 hommes suffiront à l'entretien de 10 kilomètres. Il faut se souvenir du principe qui dit de la voie que moins on y touche, meilleure elle est. Après les hivers pluvieux, à la suite du dégel, on sera quelquefois obligé d'adjoindre à l'équipe un homme supplémentaire pendant un mois ou deux pour les grosses réparations.

Une équipe doit être munie des outils suivants :

Une pince à riper,

Une batte de poseur par homme,

Deux clefs à boulons,

Une curette de passage à niveau,

Une griffe à ballast,

Une règle à dévers,

Un niveau d'eau,

Un ciseau,

Un burin,

Un marteau à river,

Un tas en fonte pour glisser sous les traverses,

Un chasse-rivets,

Une boîte à contenir les rivets,

Un truc roulant avec hausses mobiles.

Ballast. — Le bon ballast doit remplir des conditions multiples. Il faut que l'eau y circule facilement pour assurer l'assèchement de la voie que les éléments aient une certaine mobilité qui donne de la flexibilité à la voie et par suite de la douceur au mouvement des trains ; qu'ils ne soient pas trop tenus et

possèdent une stabilité suffisante pour n'être pas déplacés par les mouvements et les trépidations des traverses.

Il faut que les traverses soient soigneusement bourrées à la batte, de façon à ce que l'auge renversée formée par le rebord périmétral de la traverse soit complètement garni. Si cette condition n'est pas bien remplie, les traverses ont des porte à faux, elles dansent et les rivets sont sujets à se casser. Le ballast type est le gravier dragué en rivière ; la meulière cassée, les déchets de carrière à pavés, les granits peu feldspathiques, le mâchefers, les laitiers de hauts fourneaux, constituent d'excellents matériaux.

Le cube de ballast à employer pour la voie de 0^m,60 paraît se rapprocher d'environ 400 m³ par kilomètre.

Avec la voie normale il faut compter 2 500 à 3 000 m³ par kilomètre. On voit l'écart considérable et par suite l'économie. Pour l'entretien normal annuel, on compte dans les projets 50^{mc} de ballast par kilomètre et par an.

A la carrière des Maréchaux, la fourniture annuelle de ballast pour l'entretien n'a jamais atteint 10 m³ par kilomètre, et cependant la voie a été établie sur un sol argileux et avec un ballast primitif insignifiant.

Nous pensons que la dépense annuelle de cette fourniture peut être évaluée au maximum à $30 \text{ m}^3 \times 5 \text{ francs} = 150 \text{ francs}$ par kilomètre.

TERRASSEMENTS

Avant de parler des terrassements, nous dirons un mot de l'étude générale du tracé.

Celui-ci se fait d'abord sur la carte au $\frac{1}{80,000}$ qui accuse à peu près tous les accidents du terrain, villes, villages, hameaux fermes, maisons isolées, routes, chemins de fer, chemins de communication, fleuves, rivières, canaux et ruisseaux.

Cette carte permet de chercher la meilleure disposition à prendre pour desservir les petites localités.

L'étude au $\frac{1}{80,000}$ est reportée ensuite sur la carte au $\frac{1}{20,000}$ qui comporte des courbes de niveau.

On prend à droite et à gauche du tracé une bande de 2 à 4 kilomètres de largeur constituant le terrain desservi. On détermine les stations, haltes et la longueur du tracé, on dresse le profil en long et on fait le jeu des pentes et rampes.

On trouvera dans l'excellent ouvrage de M. Baudson, librairie Baudry, tous les renseignements nécessaires à cette étude secondaire qui suffit amplement à la rédaction du projet.

Après avoir terminé ce travail, on procédera au calcul des terrassements.

Il est évident que chaque tracé demande une étude particulière des profils en travers de déblais et remblais, et qu'on ne saurait donner de chiffres absolus s'appliquant à la généralité du cas.

Toutefois, on peut se placer dans des conditions particulières de pentes transversales du sol et évaluer les variations de déblais et de remblais correspondants.

Ainsi on peut dire qu'en accotement de routes le déblai n'excédera pas 200 m^3 au kilomètre.

$$2,00 \times 0,10 \times 1000 = 200 \text{ m}^3$$

Les pentes ordinaires transversales du terrain dépassent rarement dans les généralités des tracés 30 p. 100.

Entre 30 p. 100 et les terrains à 45° , on peut prendre pour terme de comparaison la pente de 50 p. 100 en se rappelant que la voie de $0^{\text{m}},60$ est surtout appelée à desservir les pays accidentés.

Dans les conditions les plus onéreuses, en reportant la crête extérieure de la plate-forme au contact de la ligne de pente, le cube de déblai maximum correspond à :

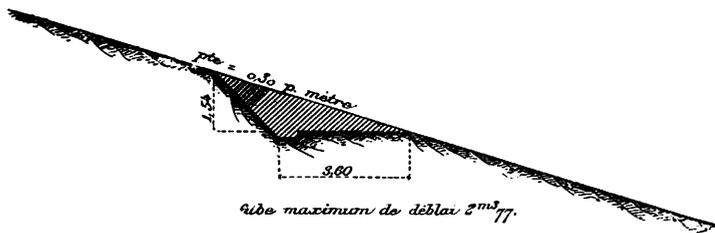


Fig. 27.

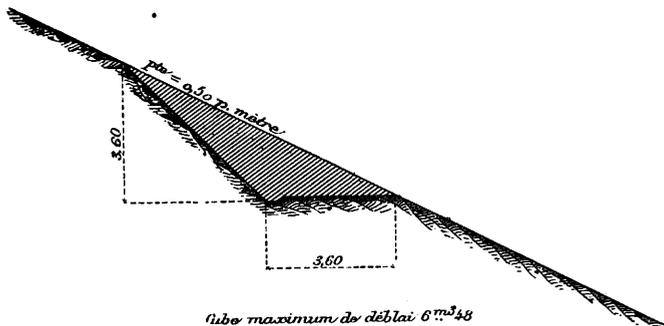


Fig. 28.

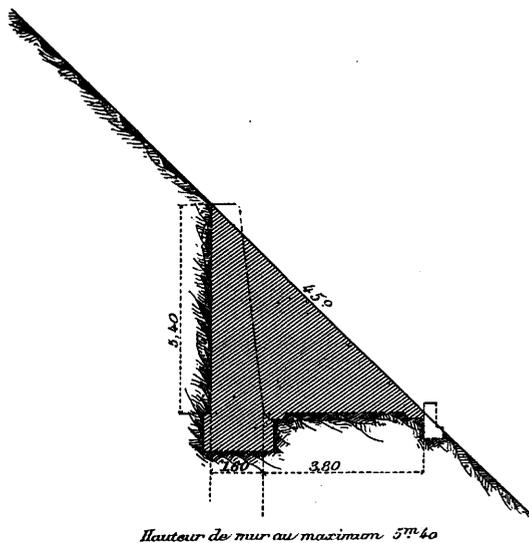


Fig. 29.

2 m³ pour une pente transversale de 30 p. 100 ; et 6,50 pour une pente transversale de 50 p. 100.

Au-dessus de 60 p. 100, il faut recourir à des murs de soutènement et, dans ce cas, à l'inclinaison de 45° la hauteur du mur ne dépassera jamais 5^m,40 de hauteur avec les plus mauvais terrains.

Quant à l'emprise qui se déduit des dimensions constitutives de la plate-forme et du profil en travers du sol, on peut en moyenne prendre celle qui correspond sur toute la longueur du mouvement de terre à la largeur réelle pour une cote rouge sur l'axe égale à la moyenne des cotes rouges du mouvement entier.

On ajoutera ensuite les surfaces des garages, stations, magasins, ateliers, etc., etc.

On peut présumer que les travaux de terrassements ne seront jamais inférieurs à 200 m³ par kilomètre et pourront n'être jamais supérieurs à 7 000 m³ par kilomètre.

Les largeurs d'emprise ne seront jamais inférieures à 4^m,20 et leur largeur supérieure n'est limitée que par la hauteur des plus forts remblais.

Nous n'avons pas à comparer les voies de 1^m,44 et 0^m,60. Elles sont appelées à rendre des services tout différents. Mais nous tenons à montrer les différences qui peuvent exister entre la voie de 0^m,60 et la voie de 1 mètre.

Ces différences portent :

Sur l'acquisition des terrains,

Sur les travaux de terrassements,

Sur le ballastage,

Sur les travaux d'art,

Sur la voie proprement dite,

Sur le matériel roulant et les installations de gares.

Nous mettons sous les yeux des lecteurs le profil en remblai des 3 voies.

A première vue et toutes choses égales d'ailleurs (talus de

LES TROIS VOIES

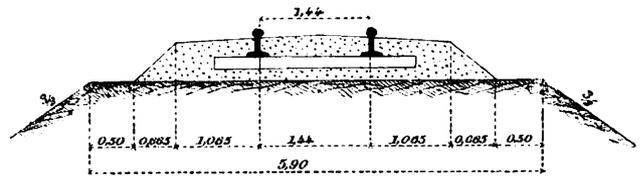
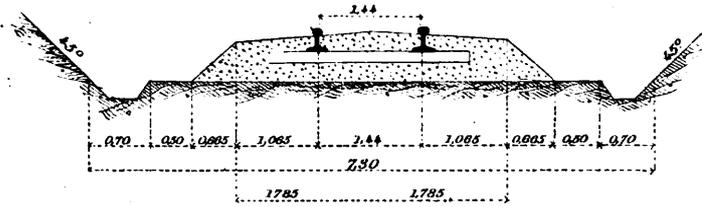


Fig. 30 et 31. — Voie de 1^m,44.

En tranchée.

En remblai.

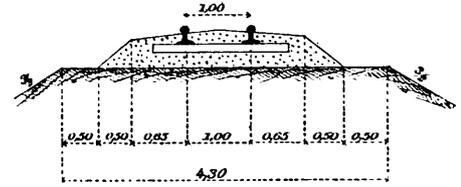
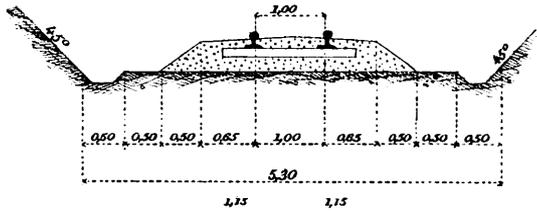


Fig. 32 et 33. — Voie de 1 mètre.

En tranchée.

En remblai.

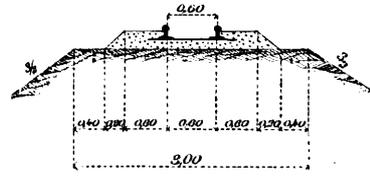
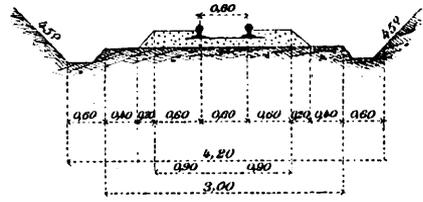


Fig. 34 et 35. — Voie de 0^m,60

En tranchée.

En remblai.

déblais et talus de remblais), on peut dire que entre la voie de 0^m,60 et la voie de 1 mètre, les acquisitions de terrains, les travaux de terrassements et les travaux d'art sont comme $\frac{3}{4,30}$.

Le ballast comme $\frac{2}{5}$.

Il est plus difficile d'établir un rapport entre les deux voies, mais il serait certainement encore, en faveur de la voie de 0^m,60.

Toutes ces remarques font voir l'économie pouvant résulter de la voie de 0^m,60 dans l'établissement des chemins de fer a trafic peu important. La somme de toutes ces différences peut se traduire comme nous le verrons à l'étude qui termine l'ouvrage par un écart énorme dans le prix de revient au kilomètre.

TROISIÈME PARTIE

COURBES DE RACCORDEMENT, MURS DE SOUTÈNEMENT OUVRAGES D'ART

CHAPITRE PREMIER

COURBES DE RACCORDEMENT

Avec la voie de 0^m,60, le problème du tracé des courbes de raccordement est résolu d'avance.

En effet, nous avons vu que les rayons de courbes pouvaient descendre jusqu'à 30 mètres de rayon. Il nous semble peu pratique de descendre au-dessous. Nous avons employé une courbe de 19^m,50 de rayon raccordant un angle des tangentes de 78°.

Au bout de 18 mois nous avons reconnu qu'il y avait lieu de le supprimer. Le raccordement a été effectué avec une courbe de 41 mètres de rayon en voie Péchot. Depuis son établissement, la courbe n'a donné lieu à aucun entretien, les rails ne sont pas fatigués et le matériel roulant passe avec une grande aisance.

Nous pensons que les courbes au rayon de 30 mètres ne peuvent être employées avantageusement que lorsque l'angle des tangentes est très ouvert, ce qui impose l'emploi d'un petit nombre de travées.

Les courbes au rayon de 40 mètres et 50 mètres donnent toujours un excellent résultat. Cependant il ne faut pas conclure

que ces trois rayons doivent être employés exclusivement dans la voie de 0^m,60.

Il ne faut au contraire les employer que lorsque les difficultés de passage ne permettent pas de faire autrement. Tout ce qu'on peut dire, c'est que la voie de 0^m,60 en permet l'emploi sans aucun inconvénient pour le matériel.

RACCORDEMENT DE DEUX ALIGNEMENTS

Il suffit de mesurer l'angle des tangentes et de calculer la longueur de ces dernières pour un rayon accepté. On connaît immédiatement le point où commence la courbe et le nombre de bouts à employer.

En outre, en ouvrant ou serrant les joints, on peut se donner une certaine élasticité dans les raccordements sans avoir une grande précision dans la mesure de l'angle.

Nous rappelons ici la formule qui sert à déterminer les éléments des courbes de raccordement.

$$\text{Tangente } AT = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Corde } AB = 2R \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Bissectrice } OT = \frac{AO}{\cos \frac{\alpha}{2}} = \frac{R}{\cos \frac{\alpha}{2}} = R \sec \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Flèche } CS = R \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$\text{Distance } ST = R \left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1 \right)$$

$$\text{Ordonné sur la tangente } SD = BC' - SC = \text{sinus verse de } \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Abscisse sur la tangente } BD = SC' = BC = \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Développement de l'arc } ASB = \frac{2\pi Rn}{360^\circ}$$

Si le sommet T est peu accessible ou si l'angle ω est assez aigu pour que les longueurs à chaîner soient trop considérables,

de faciliter beaucoup les trains de grande vitesse. Elles ne sont pas encore employées en France.

Il faut toujours éviter que deux courbes de sens différent se suivent immédiatement. On peut toujours s'arranger de façon à séparer les deux courbes par un alignement droit. C'est dans les solutions de cette difficulté que les petits rayons sont utiles.

Jusqu'à présent, les éléments courbes aux rayons de 20, 30, 40 et 50 mètres, n'ont pas de surécartement, le jeu a été obtenu dans l'écartement des mentonnets des roues.

Les formules qui servent à déterminer le surhaussement du rail extérieur dans les courbes de grands rayons ne sont pas applicables aux courbes de petits rayons dont nous avons parlé.

La pratique nous a appris qu'un surhaussement de 18 à 30 millimètres était suffisant au milieu des courbes de 50 à 40 mètres de rayon et un surhaussement de 30 à 35 millimètres dans les courbes de 30 à 20 mètres de rayon.

En tout cas, le surhaussement doit être d'autant plus fort que la vitesse des trains est plus grande et le rayon plus court.

Dans les branchements industriels, le rayon peut descendre bien au-dessous de 30 mètres. Nous connaissons des installations d'usines à voie de 0^m,60 ayant des courbes de 7 à 8 mètres de rayon. Il est vrai que cette disposition n'est acceptable que dans des passages difficiles où la traction se fait au cheval ou à bras d'hommes, mais enfin elle montre la souplesse de la voie de 0^m,60.

CHAPITRE II

MURS DE SOUTÈNEMENT

Les murs de soutènement se présentent soit en rase campagne quand on a de grands remblais à soutenir, au bord d'un cours d'eau, soit au passage d'une vallée ou dans les tranchées importantes.

Les terres soutenues par un mur exercent sur la face postérieure de ce mur une poussée que l'on peut déterminer en grandeur et en direction.

En combinant la poussée avec le poids du mur, on trouve la résultante des actions auxquelles le mur est soumis et on connaît :

1° Si la résultante passe à la base du mur ;

2° Dans le cas où cette condition est remplie, si la résultante ne passe pas trop près de l'arête de renversement du mur.

Tout revient donc à déterminer la poussée des terres, et dans la pratique il faut se contenter de la méthode la plus simple avec laquelle on soit certain d'obtenir une stabilité absolue pour les murs de soutènement.

Il est nécessaire pour les calculs de connaître expérimentalement la densité des terres et leur talus naturel. L'angle de ce talus avec la verticale s'appelle angle de glissement. Les terres, eu égard à leur densité et à leur angle de glissement, peuvent être classées comme suit :

NATURE DES TERRES	DENSITÉS	ANGLES de glissement.	OBSERVATIONS
Sable pur et très sec	1900 k.	60°	1 ^m 73 de pente par mètre.
Terre argileuse humectée. . .	1600	34	1 ^m 34 de pente par mètre.
Sable terreux	1700	46 à 47	1 ^m 05 de pente par mètre.
Terre végétale légère et sèche.	1400		
Terre glaise	1900	35	0 ^m 69 de pente par mètre.
Vase fluide	1650	90	

On appelle prisme de plus grande poussée le prisme de terre déterminé par la bissectrice de l'angle que fait l'arête verticale intérieure d'un mur avec le talus naturel des terres.

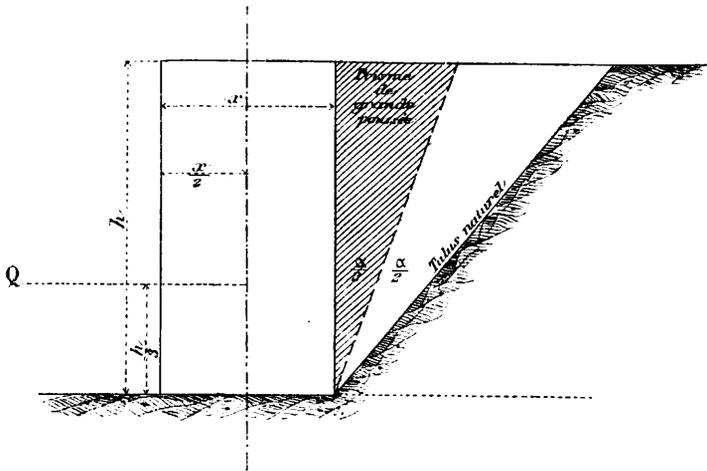


Fig. 37.

La valeur de la poussée s'obtient en multipliant le poids du prisme de grande poussée par la tangente du demi-angle de glissement.

$$M Q = \frac{1}{6} \delta h^3 \operatorname{tg} . 2 \frac{\alpha}{2}$$

M Q = moment de la poussée ;

δ = poids du mètre cube de terres ;

h = hauteur du mur ;

$\frac{\alpha}{2}$ = demi-angle de glissement.

Le point d'application de la poussée est au $\frac{1}{3}$ de la hauteur du mur et parallèle à la base.

Le moment de la poussée est exprimé par la formule suivante :

$$MQ = \frac{\pi h \varepsilon^2}{2}$$

π = poids de la maçonnerie ;
 h = hauteur du mur ;
 ε = épaisseur du mur.

Le moment de résistance du mur est exprimé par la formule suivante :

L'équilibre statique sera assuré avec sécurité quand :

$$\frac{\pi h \varepsilon^2}{2} = \frac{2}{6} \delta h^3 \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2}$$

On voit que le moment de résistance du mur doit être le double du moment de la poussée.

Ces données étant établies, l'épaisseur x du mur est donnée par les formules suivantes.

Mur à parois verticales avec remblais sans surcharge :

$$x = h \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\delta}{2\pi}} \quad (1)$$

Mur à parois verticales avec remblais et surcharges :

$$x = h \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2}{3\pi} \left(\frac{\delta + 2p}{h} \right)} \quad (2)$$

p = poids par mètre carré de la surcharge du prisme de grande poussée.

Mur avec fruit extérieur.

Remblais sans surcharge.

$$x = h \left(-\frac{1}{n} \pm \sqrt{\frac{2}{3n} \delta \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3n^2}} \right) \quad (3)$$

$\frac{1}{n}$ fruit extérieur.

Mur avec fruit extérieur et surcharge.

On répartit la surcharge sur le prisme de grande poussée.

$$hx = \left[-\frac{1}{n} \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi} \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} \left(\delta + \frac{2p}{h} \right) + \frac{1}{3n^2}} \right] \quad (4)$$

Telles sont les formules les plus usuelles dans les travaux de murs de soutènement¹.

Dans bien des cas, il suffit de maintenir les terres au moyen de murs en pierres sèches. On prendra :

$$x = 1,25 h \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\delta}{3\pi}} \quad (5)$$

Pour les perrés aux abords des ponceaux ou dans les talus de remblais on peut se baser sur les formules suivantes :

Talus à 45° $x = 0,30$ et 0,05 en plus par mètre de hauteur ;

Talus à 3/2 $x = 0,30$ et 0,02 en plus par mètre de hauteur ;

Talus à 1/2 $x = 0,60$ et 0,20 en plus par mètre de hauteur.

Les perrés en pierres sèches s'emploient pour arrêter les talus

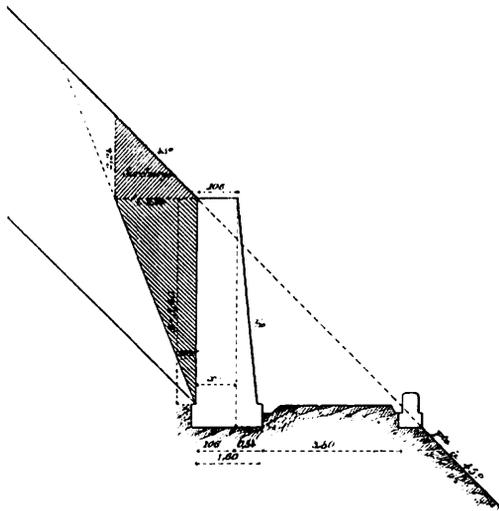


Fig. 38.

de déblais dans les terrains argileux, argilo-sableux ou sableux.

¹ Pour tous les calculs qui se rapportent aux murs de soutènement on pourra consulter avec fruit l'ouvrage de M. Dubosque, conducteur des ponts et chaussées. (Librairie Baudry.)

On donne pour des talus à $3/2$ une épaisseur uniforme de $x = 0,35$.

Application à un mur de soutènement sur terrain en pente de 45° .

Terre végétale légère, talus à 45° :

$$h = 5^m,40, \frac{\alpha}{2} = 22^\circ,30, \operatorname{tg.} \frac{\alpha}{2} = 0,414, \operatorname{tg.}^2 \frac{\alpha}{2} = 0,1714$$

$$l = h \operatorname{tg.} \frac{\alpha}{2} = 5,40 \times 0,414 = 2,24$$

Volume de la surcharge :

$$\frac{2,24 \times 2,24}{2} = 2^m,30$$

Poids de la surcharge :

$$2,30 \times 1\,400 = 3\,500 \text{ kilogrammes.}$$

Répartition au mètre courant :

$$\frac{3\,500}{2,24} = 1\,562^k, \text{ fruit } 1/10$$

Nous appliquerons la formule n° 4 faisant :

$$\pi = 2\,500^k, p = 1\,562, \delta = 1\,400^k$$

Portant ces valeurs dans la formule (4), on a :

$$x = 1,06 + 0,54 = 1,60$$

On donnera aux fondations une épaisseur de $1^m,70$.

CHAPITRE III

OUVRAGES D'ART

Ponceaux. — L'établissement de la voie de 0^m,60 permettra, dans la plupart des cas, d'éviter les grands ouvrages d'art et, quand ces derniers seront rendus absolument indispensables et justifiés par des considérations particulières, ils seront réduits par la petite largeur du tablier à des constructions simples et relativement peu coûteuses.

Jusqu'à 4 mètres d'ouverture, on ne construira que des ponceaux.

On les construit ordinairement sur des ruisseaux dont le volume d'eau est très variable suivant les saisons et quelquefois sur des ravins à sec, pendant une partie de l'année.

Détermination du débouché. — Quand il existe des ponceaux en amont ou en aval, leurs débouchés servent de termes de comparaison.

Hors cela, il faut déterminer le volume de l'eau affluente.

Si le ravin a une section et une pente uniforme, ou à peu près, sur une certaine largeur, et si l'on connaît le niveau des hautes eaux, on détermine la vitesse moyenne v en mètres par seconde au moyen de la formule :

$$\frac{R I}{v^3} = 0,00028 \left(1 + \frac{1,25}{R} \right)$$

R = quotient de la section transversale par le périmètre mouillé = $\frac{S}{P}$.

I = pente par mètre. $I = \frac{P}{S} (av + bv^2)$, a et b coefficients déterminés par l'expérience.

$$RI = 0,0000444v + 0,000309v^2$$

Connaissant v , on multiplie cette vitesse par la section des eaux et on obtient le volume affluent par seconde. Ayant ce volume, on fixe le débouché de manière que la vitesse de l'eau sous le pont ne soit pas assez grande pour affouiller le fond.

Quand le niveau des grandes eaux ne sera pas connu, et que la pente et la section du ravin ne seront pas assez régulières pour appliquer les formules précédentes, on pourra procéder de la manière suivante :

On cherchera les lignes de faite déterminant la surface du bassin en amont du ponceau. On évaluera cette surface ; si le pays est plat, on prendra pour largeur du débouché $0^m,45$ à $0^m,50$ pour 1 000 hectares. Si le sol est en pente et que les plus grandes hauteurs environnant le bassin s'élèvent à $50^m,00$ environ au-dessus du thalweg, la largeur se prend à raison de $1^m,25$ par 1 000 hectares.

Enfin, si le bassin est resserré entre des montagnes élevées et très inclinées, il faudra encore augmenter ce débouché. On peut toujours, dans tous les cas, se rendre compte de la plus grande quantité d'eau qui peut affluer sous le pont en une seconde, en sachant que le maximum tombé par mètre carré et par seconde ne dépasse pas $0^m^3,0000342$ dans les plus violents orages et en admettant que l'eau qui ruisselle est les $\frac{3}{7}$ du volume tombé.

Connaissant le volume à écouler par seconde, il faut se rendre compte de la hauteur à laquelle elle s'élèvera dans le ravin.

Dans la formule :

$$\frac{RI}{v^2} = 0,000280 \left(1 + \frac{1,25}{R} \right)$$

on fait :

$$R = \frac{S}{p} \text{ et } v = \frac{Q}{S}$$

et l'on tire :

$$Q = \sqrt{\frac{1 S^3}{0,00028 \left(1 + 1,25 \frac{P}{S}\right) P}}$$

On procède ensuite par tâtonnements. On se donne une profondeur d'eau, on recherche les valeurs correspondantes de P et de S , qui donnent la valeur de Q .

On recommence jusqu'à ce qu'on arrive à une valeur satisfaisante.

Connaissant alors la hauteur d'eau et le volume d'eau à débiter, on fait le débouché tel que sa largeur multipliée par la profondeur donne une section capable de débiter Q sans une vitesse trop grande.

Quand on craint les affouillements sous les culées, il est prudent d'établir un radier en béton que l'on prolonge au besoin en amont et en aval dans toute l'étendue du rétrécissement occasionné par le ponceau. La flèche du radier varie de $\frac{1}{10}$ à $\frac{1}{40}$ de l'ouverture.

Quand le débouché est peu important et le remblai très élevé, la voûte du ponceau est établie en maçonnerie et l'épaisseur à la clef est donnée par la formule suivante :

$$e = 0,0347 d + 0,325$$

$d =$ distance des pieds-droits.

L'épaisseur des culées varie avec l'ouverture, la forme de la voûte et la hauteur des pieds droits; on peut déterminer l'épaisseur par la formule :

$$x = (0,50 + 0,20 d) (0,80 + 0,10 h)$$

$d =$ l'ouverture du pont
 $h =$ la hauteur de la culée jusqu'à la naissance de la voûte.

Les murs en aile sont des murs de soutènement construits sur les abords du pont et dont le but est de défendre les berges de la rivière et de retirer les terres du talus. Les murs ont,

comme les culées, une épaisseur décroissante à partir de la base.

Leur longueur est au moins égale à la hauteur du remblai.

RACCORDEMENT DES TALUS DE REMBLAI AVEC LES MURS EN RETOUR

Voici une méthode simple et rapide pour tracer le raccordement des talus de remblai avec les murs en aile, due à M. Dubosque, conducteur des ponts et chaussées. Soit AB le parement d'un mur en retour d'une largeur égale à la hauteur du remblai h , on prend sur son prolongement : $BO = AB$.

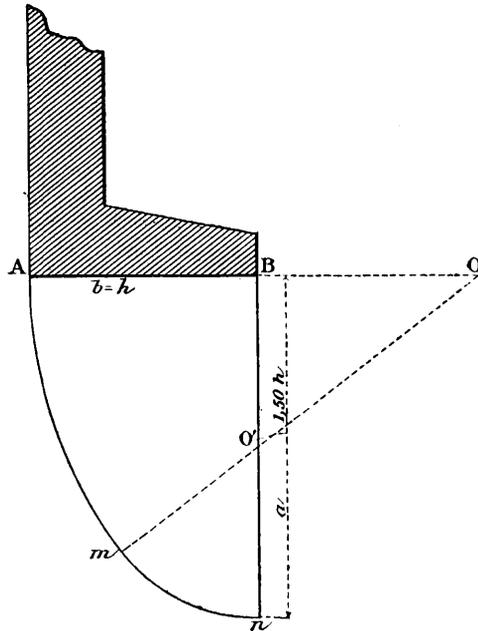


Fig. 39.

AO est le grand rayon $R = 2h$; par le point B on élève sur AO une perpendiculaire $Bn = 1,50h = \alpha$.

On prend le point O' sur le milieu de Bn .

On mène $O'O'm$.

Le raccordement des tangentes inégales A C et C n se fait par une parabole.

Du côté de l'angle aigu la longueur du mur est égale à h .

Par le point A on mène FF' parallèle à la culée du pont, on décrit de F avec un rayon = $1.50 h$ l'arc G m.

On abaisse sur FF' la perpendiculaire E N, on trace ensuite le quart d'ellipse m E prenant N M pour $1/2$ grand axe et N E pour $1/2$ petit axe.

La surface E M G F = surface du triangle E N F;

$$- \quad - \quad + \quad - \quad - \quad \text{E G } m;$$

$$- \quad - \quad + \quad - \quad - \quad \text{E N M};$$

$$- \quad \text{A B N} = \frac{2}{3} \text{B } n \times \text{A B}.$$

Le volume du $1/4$ de cône = $\text{B} \times \frac{h}{3}$.

B étant la base respective considérée.

La surface de gazonnement = le développement de la base par la moitié d'une arête moyenne égale à $1,66 h$ pour l'angle aigu et $1,75 h$ pour l'angle obtus.

Ces résultats sont suffisants pour la pratique.

VIADUCS MÉTALLIQUES

Les viaducs métalliques en tôle et fers cornières, qui sont devenus aujourd'hui d'un usage très fréquent dans les chemins de fer, trouveront leur application à la voie de $0^m,60$. La facilité de montage et de lancement, la solidité que donne le fer, les grandes portées que l'on peut obtenir avec des poutres droites sont autant de raisons pour en justifier l'emploi.

Les parties principales d'un pont métallique sont :

1° Les poutres maîtresses, qui de 1 mètre à $4^m,00$ se placent sous files de rails dans la voie de $0^m,60$.

2° Les pièces de pont perpendiculaires aux premières et servant à les entretoiser. Dans les ponts à grande portée, la voie est placée sur les pièces de pont qui reposent elles-mêmes sur les poutres maîtresses.

3° Les longerons qui existent seulement dans les ponts à longue portée.

Ils sont placés sous les files de rails.

4° Les poutres de rive qui supportent le garde-corps.

Elles sont reliées avec la poutre maîtresse par des fers cornières.

5° Le plancher ordinairement en bois.

L'ensemble repose librement sur le sommier des culées par l'intermédiaire de madriers en chêne ou de plaques de plomb de 3 à 4 centimètres d'épaisseur.

Calculs. — Les calculs consistent à établir pour chaque cas la section et les dimensions des différentes pièces, de façon qu'elles puissent satisfaire à toutes les conditions de sécurité.

Les calculs sont souvent établis en établissant d'abord par analogie avec des ponts déjà établis la charge permanente du pont.

On ajoute la surcharge réglementaire déterminée par l'article 3 de la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877, qui revise les circulaires antérieures des 25 février 1858 et 15 juin 1869.

Dans les calculs, on suppose que la résistance à la traction est égale à la résistance à la compression.

Nous allons rappeler les formules qui régissent les conditions d'équilibre dans différents cas :

1° Pièce encastree d'un bout et sollicitée à l'autre extrémité par une force unique P.

L'équation d'équilibre est $PL = \frac{RI}{v}$.

L = le bras de levier de la force; P = la distance du point d'encastrement au point d'application de la force.

PL = le moment fléchissant ou de rupture.

$\frac{RI}{v}$ = le moment de résistance de la pièce.

R = la plus grande résistance à la compression ou à la trac-

tion, sans dépasser la limite d'élasticité, des fibres qui composent la section d'encastrement de la pièce.

I = le moment d'inertie de la section d'encastrement pris par rapport à la ligne des fibres neutres.

Ce moment est égal à la somme des produits des divers éléments qui composent la section de rupture par le carré de la distance variable de chaque élément à la ligne des fibres neutres.

v = la distance de la ligne des fibres neutres au point de la section d'encastrement qui en est le plus éloigné. La ligne des fibres neutres passe par le centre de gravité de la section.

2° Pièce encastree par une de ses extrémités et supportant une charge uniformément répartie sur toute la longueur.

L'équation d'équilibre est $\frac{pL^2}{2} = \frac{RI}{v}$.

L = la longueur de la pièce à compter du point d'encastrement.

p = la charge par mètre de longueur.

On voit que la même pièce peut supporter une charge répartie double de la charge placée à l'extrémité.

3° Pièce encastree chargée d'un poids P appliqué à l'extrémité et d'un poids pL réparti sur toute la longueur.

L'équation d'équilibre est :

$$\left(P + \frac{pL}{2}\right) L = \frac{RI}{v}$$

4° Pièce reposant sur deux appuis placés à ses extrémités, mais non encastree et chargée d'un poids P au milieu.

L'équation d'équilibre est :

$$\frac{PL}{4} = \frac{RI}{v}$$

On voit qu'une même pièce reposant sur deux appuis supporte une charge 4 fois plus grande que dans le premier cas.

5° Pièce reposant sur deux appuis et supportant une charge pL uniformément répartie sur toute la longueur.

L'équation d'équilibre est :

$$\frac{pL^2}{8} = \frac{RI}{v}$$

On voit que la charge est double de celle supportée dans le quatrième cas.

6° Pièce reposant sur deux appuis et chargée d'un poids P au milieu et d'un poids p L uniformément réparti sur toute la longueur.

L'équation d'équilibre est :

$$\left(p + \frac{pL}{2}\right) \frac{L}{4} = \frac{RI}{v}$$

APPLICATION DES FORMULES

VIADUC DE 2^m,00 DE PORTÉE

Charge permanente comprenant le poids des poutres et le poids des rails.

Nous l'évaluerons au mètre courant à	200 ^k
Surcharge déterminée par la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877 au mètre courant. . . .	12 000 ^k
Total	<u>12 200^k</u>
Soit pour une poutre.	6 100 ^k

Nous sommes dans le 3^e cas des formules :

$$\frac{RI}{v} = \frac{6\ 400 \times 2\ 00^2}{8} = 3\ 050 \text{ kilogrammes}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{3\ 050}{R} = \frac{3\ 050}{6000000} = 0,000508333$$

Nous avons fait $R = 6\ 000\ 000$ afin de ne faire travailler le fer qu'à raison de 6 kilogrammes par millimètre carré de section (article 2 de la circulaire du 9 juillet 1877).

En consultant des tableaux de profils de fer à I larges ailes de l'usine du Creuzot, nous trouvons un fer ayant les dimensions suivantes :

Hauteur	260 millimètres.
Largeur	126 —
Épaisseur de l'âme	13 —
EPAISSEUR DES AILES	(au milieu 48 —
	(aux extrémités. 9 —
Poids au mètre courant	55 ^k 200
Valeur de $\frac{I}{v} = 0,000517838$.	

Nous avons toutes les conditions de sécurité.

Le rail est ordinairement rivé dans un fer à **U** rivé lui-même sur le fer à I.

Nous entretoisons les deux poutres avec des fers de

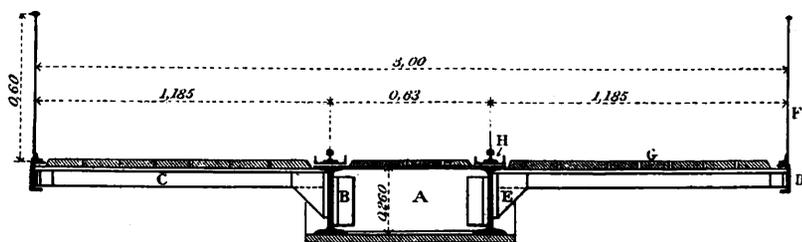


Fig. 41. — Pont de 2 mètres de portée.

même type et nous composerons notre pont comme il est indiqué au dessin.

- A fer à I de 260 millimètres.
- B cornières des entretoises $\frac{80 \times 80}{11}$ hauteur 0,240.
- C cornières.
- D fer à **C** $\frac{80 \times 35}{9}$
- E Gousset.
- F garde-corps en fer carré de 20 millimètres.
- G plancher en chêne de 41 millimètres d'épaisseur.
- H fer à **U** dans lequel est placé le rail.

Le fer à **D** ne devant supporter que la moitié du poids des cornières, le garde-corps et le plancher, la dimension de $\frac{80 \times 35}{9}$ est plus que suffisante.

TRAVAIL DU FER POUR UNE POUTRE

Poids du rail	$9^k,300 \times 2 =$	$19^k,00$
Poids de la poutre.	$55^k \times 2 =$	$110^k,00$
La moitié des entretoises	$\frac{1.80 \times 33^k}{2} =$	$23^k,00$
Cornières et rivets des entretoises	$=$	$36^k,00$
Planche	$=$	$70^k,00$
	Total.	$260^k,00$
Et par mètre courant		$130^k,00$
Surcharge		$6\ 000^k,00$
	Total.	$6\ 130^k,00$

Le fer que nous avons employé a une valeur :

$$\frac{1}{v} = 0,000507838$$

De l'équation d'équilibre :

$$R \times 0,000517838 = \frac{6\ 130 \times 2^2}{8} = 3\ 065$$

on tire :

$$R = \frac{3\ 065}{0,00051788}$$

soit $5^k,9$ par millimètre carré.

Quand on ne trouve pas le fer à I dans les dimensions du commerce, il faut composer une poutre, en calculer la valeur $\frac{1}{v}$ et tâtonner jusqu'à ce que cette valeur se rapproche de celle du calcul en se donnant $R = 6\ 000\ 000$.

Le calcul est quelquefois long et compliqué. M. Perissé, ingénieur distingué, a donné une formule très simple qui permet de calculer rapidement les éléments d'une poutre :

Dans cette formule :

S, la section en millimètres carrés de la table ou semelle de la poutre,

μ = moment fléchissant.

h = la hauteur de la poutre.

K = un coefficient numérique.

Les différentes poutres dont on fait usage peuvent être classées en cinq catégories :

1° Poutres à âme pleine et 4 cornières avec plates-bandes;

- 2° Poutres à âme pleine et 4 cornières sans plates-bandes ;
- 3° Poutres en treillis et 4 cornières, âme longitudinale, haut et bas, avec plates-bandes ;
- 4° Poutres en treillis et 4 cornières, âme longitudinale, haut et bas sans plates-bandes ;
- 5° Poutres en treillis avec 4 cornières seulement.

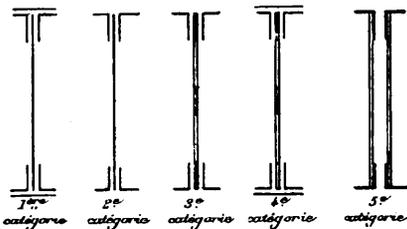


Fig. 42.

TABEAU DES VALEURS DU COEFFICIENT K

NATURE DES POUTRES	HAUTEUR DES POUTRES	COEFFICIENT DE TRAVAIL par millimètre carré.	
		6 ^k	7 ^k 200
1 ^{re} CATÉGORIE Ame pleine et 4 cornières et plates-bandes.	0.35 à 0.50	0.200	0.170
	0.55 à 0.70	0.185	0.155
	0.75 à 0.95	0.170	0.140
	1 ^m à 1 ^m 20	0.160	0.130
	1 ^m 20 à 2 ^m	0.150	0.125
2 ^e CATÉGORIE Ame pleine et cor- nières sans pla- tes-bandes.	0.30 à 0.40	0.205	0.170
	0.45 à 0.55	0.185	0.155
	0.60 à 0.70	0.170	0.140
3 ^e CATÉGORIE En treillis avec âme longitudi- nale, haut et bas.	0.80 à 1 ^m 50	0.165	0.135
	1 ^m 60 et au-dessus.	0.155	0.130
4 ^e CATÉGORIE En treillis à 4 cor- nières seule- ment.	0.75 à 0.40	0.205	0.170
	0.45 à 1 ^m	0.190	0.160

Rappelons que dans la formule proposée S est, pour un seul

côté, en haut ou en bas, la section totale, en millimètres carrés, de la plate-bande des deux cornières et de l'âme serrée entre ces cornières, ou bien la section d'une ou deux de ces parties intégrantes de la poutre si l'autre ou les deux autres n'existent pas.

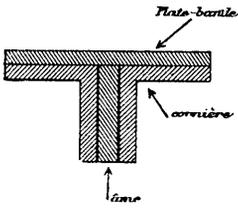


Fig. 43.

Nous avons vu dans les formules générales que dans la plupart des cas le moment fléchissant se présente sous la forme $\frac{PL}{n}$, P étant la charge entre les appuis et n un coefficient numérique dont les valeurs sont consignées au tableau ci-dessous :

POSITION DE LA CHARGE P	VALEUR DE n POUR μ MAXIMUM		
	Pièce appuyée aux deux bouts.	Pièce encadrée d'un bout appuyée de l'autre	Pièce encadrée à ses deux endroits.
Charge P au milieu de la portée.	4	8	8
Charge P au $\frac{1}{3}$ de la portée.	4.5	5.4	6.7
Charge P uniformément répartie.	8	8	12

Quant à la hauteur de la poutre, on se la donne plus ou moins grande, suivant les conditions à remplir. En général, elle est comprise entre $\frac{1}{10}$ et $\frac{1}{15}$ de la portée ; elle est égale aux 6 à 10 centimètres de la distance entre les appuis.

Quand la portée dépasse 4^m,00, on ne peut plus placer les rails sur les poutres maîtresses. La voie est posée sur des pièces appelées pièces de pont placées perpendiculairement aux poutres maîtresses.

On place sous la file de rail un longeron qui est assemblé sur les pièces de pont.

Dans les grandes portées, les poutres maîtresses servent même de garde-corps et la forme générale du viaduc présente celle d'un énorme fer à .

APPLICATION DE LA FORMULE A UN VIADUC DE
10 MÈTRES DE PORTÉE

Nous évaluerons la charge du tablier, au mètre courant à . . .	4 600 ^k
La surcharge prescrite par la circulaire du 9 juillet 1877 pour une portée de 10 mètres est de	7 300 ^k
	Total. <u>8 900^k</u>
Et pour une poutre	4 450 ^k
Le moment fléchissant	

$$\frac{pl^2}{8} = \frac{4\,450 \times 10^3}{8} = 55\,625 \text{ kilogrammes.}$$

Par analogie avec des ponts déjà construits, nous donnerons à la poutre une hauteur $h = 0,75$.

Le coefficient K correspondant à cette hauteur est 0,170 en faisant travailler le fer à 6 kilogrammes.

Ces valeurs transportées dans la formule nous donnent :

$$S = \frac{0,170 \times 55\,625}{0,75} = 12\,608 \text{ m}^m \text{ carrés.}$$

La formule de Clarcq

$$S = \frac{PL}{8R h}$$

nous donne :

$$S = 12\,361 \text{ m}^m \text{ carrés.}$$

Nous prendrons la valeur 12 608 pour plus de sécurité.

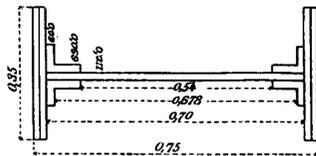


Fig. 44.

Il s'agit de composer une poutre ayant 2 cornières, une âme comprise entre cornières et une table supérieure dont la section totale soit égale à 12 608 millimètres carrés.

En nous conformant aux dimensions des tôles du commerce, nous prendrons :

$$\begin{array}{r}
 2 \text{ cornières de } \dots \dots \frac{80 \times 80}{11} = 3\,278 \text{ m}^2 \\
 1 \text{ âme. } \dots \dots \dots 80 \times 10 \text{ m}^2 = 800 \text{ m}^2 \\
 2 \text{ tables supérieures } 350 \times 2 \times 12 \text{ m}^2 = 8\,750 \text{ m}^2 \\
 \text{Total.} \quad \underline{12\,828 \text{ m}^2} \\
 \text{Poids de la poutre } 2 \times 12\,828 = 25\,656 \\
 \text{Ame. } \dots \dots 540 \times 10 = 5\,400 \\
 \underline{31\,056} \times 0^{\text{k}},008 = 248^{\text{k}},5.
 \end{array}$$

CALCUL DU QUOTIENT $\frac{1}{v}$

$$\frac{1}{v} = \frac{1}{6} bh^3 - \left(\frac{b'h'^3 + b''h''^3 + b'''h'''^3}{h} \right) = 0,0087848$$

$$\begin{array}{ll}
 b = 0,350 & h = 0,75 \\
 b' = 0,180 & h' = 0,70 \\
 b'' = 0,069 & h'' = 0,678 \\
 b''' = 0,011 & h''' = 0,54
 \end{array}$$

CALCUL DES LONGERONS

L'équation d'équilibre des longerons est :

$$\frac{Rl}{v} = \frac{Pl}{4}$$

P = la plus grande charge que le longeron peut avoir à supporter en son milieu et qui correspond au passage d'une roue motrice de la machine de 12 tonnes :

$$P = \frac{12\,000}{2 \times 2} = 3\,000 \text{ kilogrammes.}$$

l = la distance entre deux pièces de pont que nous ferons = 2,50 ; on a :

$$\frac{Rl}{v} = \frac{3\,000 \times 2,5}{4} = 1875 \text{ kilogrammes.}$$

$$\frac{1}{v} = \frac{1\,875}{60\,000\,000} = 0,0003125$$

Nous adopterons un fer à I larges ailes dont les dimensions seront (Profils du Creuzot) :

Hauteur	200 ^m / _m
Largeur	117 ^m / _m
Ame	17 ^m / _m
Épaisseur de la semelle	13 ^m / _m

$$\frac{I}{v} = 0,000312345$$

Poids au mètre courant, 50 kilogrammes.

CALCUL DE LA PIÈCE DE PONT

L'équation d'équilibre de la pièce de pont est :

$$\frac{RI}{v} = \frac{Pd + pl^2}{8}$$

P = poids dont la pièce de pont est chargée en chaque point où sont fixés les longerons. Cette charge comprend :

Le poids des rails et le poids des longerons :

Les pièces de pont étant espacées de 2^m,50 d'axe en axe :

$$\begin{array}{r}
 P = 2 \text{ rails} \times 9^k,500 \times 2,50 = 47^k,600 \\
 \quad 2 \text{ longerons} \times 50^k \times 2,50 = 250^k,000 \\
 \text{Total :} \quad \underline{297^k,500} \text{; soit } 298 \text{ kilogrammes.}
 \end{array}$$

p = la charge par mètre courant de la pièce de pont.

Elle est égale à la charge totale divisée par la longueur de la pièce de pont.

CHARGE TOTALE

Surcharge.	7,350 × 2,50 = 18 250 ^k
Poids de la pièce de pont évaluée à 55 ^k au mètre linéaire.	2,50 × 55 = 137 ^k ,5
Poids du plancher 300 × 2,50 × 0,04 × 600 ^k =	180 ^k
	Total : <u>18 567^k,5</u>

Et par mètre courant de pièce de pont :

$$\frac{18\,567,5}{3,00} = 6\,189^k$$

Les valeurs étant portées dans l'équation, on a :

$$\frac{RI}{v} = \frac{(298 \times 1,185) (6\,189 \times 3,00^3)}{8} = 7\,007^k$$

On peut considérer la pièce de pont comme encastree et ne subissant aucun effort de déversement. Or, l'encastrement double la résistance. La valeur $\frac{I}{v}$ sera :

$$\frac{I}{v} = \frac{7\,007}{12\,000\,000} = 0,000583966$$

Nous prendrons un fer à I larges ailes du commerce ayant :

Hauteur.	300 millimètres
Largeur.	130 —
Ame.	10 —
Ailes.	24/105
Poids en mètre.	35 ^k

$$\frac{I}{v} = 0,000659935$$

COUPE D'UN PONT DE 10 MÈTRES DE PORTÉE

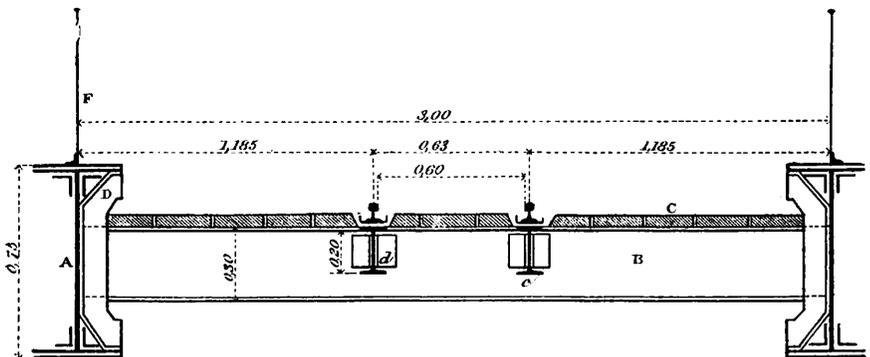


Fig. 45. — Pont de 10 mètres de portée.

- A Poutre maîtresse, tôle et cornières;
- B Pièce de pont, fer à I de 0,30;
- C Plancher ;
- c Longeron fer à I de 0,20 ;
- d Cornières $\frac{80 \times 80}{11}$
- D Cornières $\frac{110 \times 110}{11}$
- F Garde-corps.

TRAVAIL DU FER

Poids total du pont. Poutres $2 \times 11^m,00 \times 248^k,5 =$	5 467 ^k		
Pièces de pont $5 \times 53. =$	275 ^k		
Longerons $2 \times 11 \times 50 =$	4 100 ^k		
Plancher $3^m \times 11 \times 0,04 \times 600^m =$	792 ^k		
Cornières $\frac{70 \times 70}{8} 20 \times 100 \times 10^k. =$	200 ^k		
Cornières sous longerons $\frac{70 \times 70}{8} 40 \times 0,20 \times 10 =$	80 ^k		
RIVETS	{	Poutres maîtresses 16 files de	
		200 rivets $\times 0,350 \text{ g.} =$	1 120 ^k
		Cornières E $16 \times 10 \times 250. =$	40 ^k
		Cornières E $10 \times 20 \times 250 =$	50 ^k
Boulons de plancher $400 \times 0,100. =$			4 ^k
Garde-corps $22^m \times 30^k. =$			66 ^k
		Total :	9 106 ^k
Rails			220 ^k
		Poids total :	9 326 ^k
Le poids par mètre courant	$\frac{9,326}{1,100} =$		848 ^k
Surcharge réglementaire			7 300 ^k
Ensemble			8 148 ^k
Et pour une poutre			4 074 ^k

$$\frac{RI}{v} = \frac{4074 \times 10^2}{8} = 50\,925^k$$

Le quotient $\frac{I}{v}$ de la poutre = 0,008784816

$$\text{d'où } R = \frac{50\,925}{0,001\,84816} = 5^k,8$$

On voit que le pont sera établi avec toute sécurité.

Nous n'avons pas fait intervenir dans les calculs la force du

vent, attendu que la pression la plus facile étant de 300 kilogrammes par mètre carré et de 285 kilogrammes par mètre courant du pont dans les plus grands ouragans, la force de renversement est à négliger.

CALCULS DES RIVETS

Les dimensions des rivets à employer doivent satisfaire aux conditions ci-après ou s'en rapprocher le plus possible.

Soient :

- c l'épaisseur de la tôle la plus forte ;
 - d le diamètre des rivets ;
 - a l'espacement des rivets ;
 - d' le diamètre de la tête ;
 - h l'épaisseur de la tête ;
 - r le rayon de la tête ;
 - l la longueur totale compris la tête. On a :
- $$d = 4^m/m + 1,5 \varepsilon$$
- $$a = 10^m/m + 2 d$$
- $$d' = 1,66 d$$
- $$h = 0,60 d$$
- $$r = 0,86 d$$
- $$l = 2,1 d + \text{l'épaisseur totale des fers à river.}$$

En projet, on évalue la section du corps en millimètres carrés en ramenant la tête à deux fois l'épaisseur, on multiplie par 0^k,008 et le produit donne le poids approximatif du rivet.

On doit toujours placer la file de rivets à 50 millimètres du bord de la tôle.

Les exemples ci-dessus nous prouvent que le poids des ponts peut varier de 250 kilogrammes à 900 kilogrammes au mètre courant pour des viaducs variant de 2^m,00 à 10^m,00 de portée. Et comme la voie de 0^m,60 aura rarement à faire des ouvrages de cette dernière dimension et que la moyenne d'après les voies établies ne dépasse pas 4 à 6 mètres de portée, le prix du pont calculé à 38 les 100 kilogrammes pourra s'évaluer à raison de 100 à 350 le mètre courant.

La maçonnerie des culées est évidemment variable avec la hauteur et soumise à un calcul spécial pour chaque cas.

PONTS DÉMONTABLES

Le service du génie militaire emploie des ponts portatifs, système Marcille, composés d'éléments en triangle que l'on assemble au moyen de boulons. Ces ponts sont très commodes pour les installations à faire aux colonies. Les avantages des ponts portatifs sont les suivants :

Ces ponts sont entièrement construits en acier et d'une très grande légèreté, ceux du type Eiffel ne pèsent quelquefois que 250 kilogrammes le mètre courant. L'assemblage des pièces se fait au moyen d'un petit nombre de boulons et, malgré ce mode d'assemblage, les ponts, par suite d'une disposition spéciale qui constitue la qualité essentielle du système, présentent la même solidité que les ponts rivés.

Un type étudié pour le passage des locomotives de 12 tonnes est disposé pour des portées variant de 2 mètres en 2 mètres avec une portée maxima de 24 mètres. Le poids par mètre courant est de 510 kilogrammes.
