

Société Coopérative **1933**
de l'Association des Elèves des Ecoles
Spéciales de l'Université de Liège.
Edition de Cours

Cours
DU GENIE CIVIL

1° ANNEE

ROUTES

EXECUTION DES TERRASSEMENTS

Notes publiées avec l'autorisation de
M^r. le Professeur CAMPUS

Edition
A. G. TROUSSON
10, RUE St-PAUL, 10
Liège.
Télé. 294.16

Génie Civil.

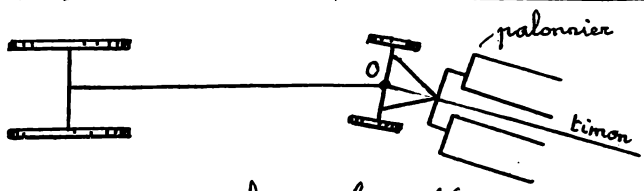
Chapitre I

Moyens de transport et de traction sur routes.

§1.1. Moyens de transport à traction animale.

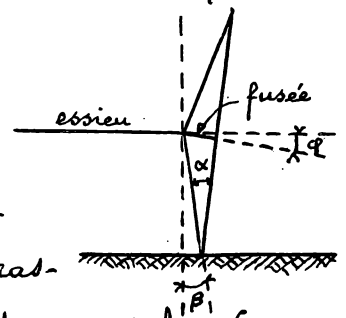
- a) Transport direct... La charge est mise directement sur un moteur animé (animal de bât) qui la supporte et la transporte.
- b) Eraînage... La charge repose directement sur le sol par l'intermédiaire d'un traîneau.

c) Voitures à traction animale, à deux ou un essieu, 4, 3 ou 2 roues. Dans les véhicules à 2 essieux, celui d'arrière est fixe, celui d'avant peut tourner autour de la cheville ouvrière O.



ner autour de la cheville ouvrière O.

Dans les très longs véhicules, pour le transport de troncs d'arbres, p. ex., l'essieu arrière est parfois orientable. Les roues sont généralement mobiles autour des fusées, qu'elles embrassent par les moyeux, ce qui évite les glissements en courbe. Les roues de devant sont souvent d'un plus petit diamètre que celles d'arrière pour permettre une plus grande rotation de l'essieu.



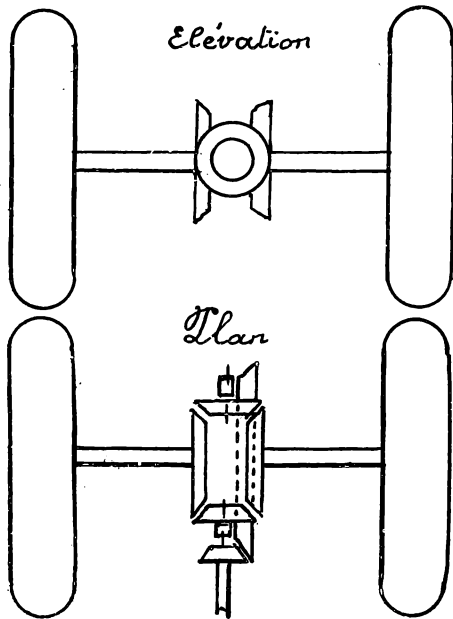
Pour augmenter la rigidité latérale des roues, on établit les axes suivant un cône de révolution; l'angle α s'appelle écartement. Mais les axes doivent être, le plus possible, normaux au sol de roulement au point de contact; il faut donc incliner la fusée d'un angle φ , appelé carrossage, voisin de α .

Généralement, $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 4^\circ 46' \left(\frac{1}{12}\right) \\ \varphi = 4^\circ 20' \end{array} \right\}$ d'où : $\beta = \alpha - \varphi = 26'$.

2. Véhicules automobiles.

L'essieu arrière est fixe et généralement moteur. Pour éviter les glissements en courbe, tout en communiquant le mouvement aux 2 roues,

calées sur l'essieu moteur, l'axe est divisé en deux parties reliées par un différentiel (voir fig. 1, pl. 1), dont les satellites permettent une rotation relative des 2 axes, sans interrompre l'égalité transmission du couple moteur, abstraction faite des petits frottements du différentiel. Les satellites sont fixés dans la boîte du différentiel qui porte à l'extérieur une grande couronne dentée qui reçoit le mouvement d'un

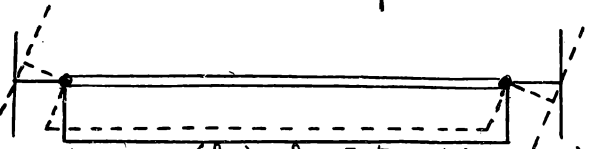


axe longitudinal par pignon conique ou vis. Dans le cas de commande par chaîne, les roues motrices sont mobiles sur les fusées et le différentiel est monté sur l'arbre secondaire des pignons de commande.

L'essieu avant est aussi fixe, mais les roues sont orientables par des fusées pivotantes, commandées par 2 leviers réunis par une bielle. Un des leviers est commandé par une biellette qui reçoit

le mouvement du volant de direction. L'essieu avant peut être éventuellement moteur.

Les remorques des véhicules automobiles sont, en principe, analogues aux véhicules à traction animale. Le diamètre des roues est généralement voisin de 0,80 à 0,90, parfois 1,00 pour les poids lourds.



§ 2. Résistance à la traction dans le traînage. Sur un sol horizontal et indéformable, la résistance à la traction est égale à l'effort de frottement. Le coefficient de frottement est élevé sur route et dépasse souvent 0,50 : ce moyen de transport est donc défavorable. Il n'est bon que sur la glace ou la neige tassée, le coefficient de frottement est alors voisin du coefficient de roulement.

Donc :

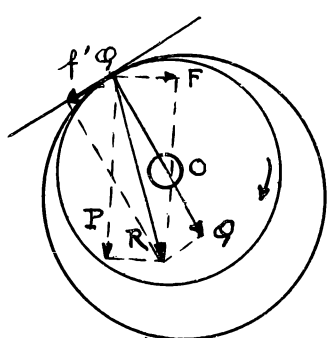
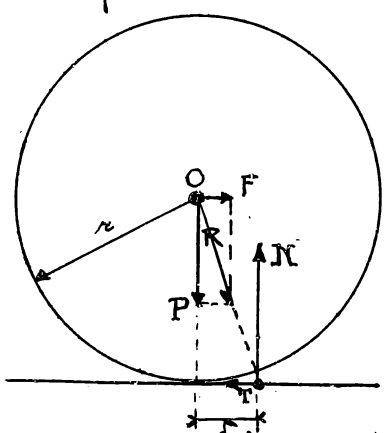
$$F = Pf,$$

F étant l'effort de traction horizontal, P, le poids, f, le coefficient de frottement.

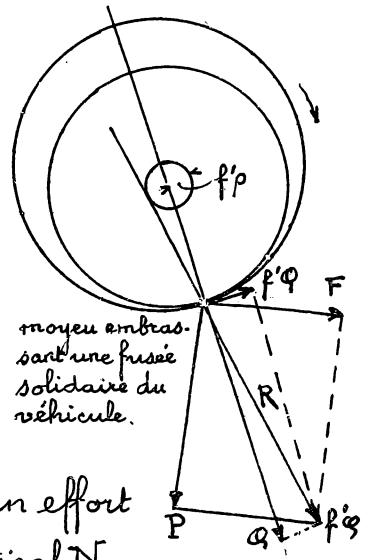
Valeurs du coefficient de frottement f.

Caisse en bois sur pavés	0,58	
Caisse en bois sur terre battue sèche.	0,33	
Chêne debout bien dressé sur calcaire dur.	0,64	(en repos) (en mouvement)
Fer forgé bien dressé sur calcaire dur.	0,42	0,29
Fer sur glace.	0,04	0,24

§3. Résistance à la traction d'un véhicule à traction animale en régime.. I.- a) Pour faire rouler une roue rigide sur un sol horizontal en mouvement uniforme, il faut exercer un certain effort de traction. Cet effort F est toujours transmis par l'essieu au centre de la roue; il est horizontal. En le combinant avec la résultante P du poids propre de la roue et de la charge transmise par l'essieu, on obtient la force résultante R inclinée dans le sens du roulement. L'équi-



axe dans un coussinet solidaire du véhicule



moyeu embrassant une fusée solidaire du véhicule.

libre exige que la réaction du sol soit égale et opposée. Elle se compose donc d'un effort tangentiel T égal et opposé à F et d'un effort vertical N égal et opposé à P et décalé dans le sens du roulement, d'une longueur δ par rapport au centre de la roue. On a: $\frac{\delta}{r} = \frac{F}{P}$, donc:

$$F = P \frac{\delta}{r};$$

δ ne dépend que de la nature des corps et de l'état des surfaces en contact. C'est la loi de Coulomb, de la résistance au roulement.

b) Le frottement du moyeu sur la fusée donne lieu à une autre résistance qui s'exprime par un couple résistant $f'Q\rho$, ρ étant le rayon de l'essieu. Comme f' est très petit (0,03 à 0,05) et que F est aussi faible par rapport à P, on confond généralement P avec Q et on écrit $f'P\rho$.

Pour équilibrer ce moment, il faut augmenter le couple de F et T de $\frac{f'P\rho}{r}$, de telle sorte que la résistance totale horizontale à la traction devient :

$$T = F = P \left(\frac{\delta}{r} + f' \frac{\rho}{r} \right).$$

La résistance au roulement, sans glissement et sans choc, sur une surface horizontale dure et unie, est donc proportionnelle à la charge et inversement proportionnelle au diamètre de la roue; en outre, elle dépend de la nature et des dimensions de la fusée ainsi que de la nature du sol. La formule est la même pour des roues calées sur un essieu, tournant dans des coussinets.

Mais, pratiquement, il peut se produire des glissements, des chocs, en cas de terrain inégal et des déformations en cas de terrain mou (cette dernière éventualité ne doit pas être envisagée pour les routes modernes). Il en résulte un terme supplémentaire dans la formule de la résistance à la traction, principalement pour tenir compte de l'effet des chocs. Il croît avec la vitesse. Il n'est pas strictement proportionnel à P , sauf s'il n'y a pas de suspension élastique, il dépend du poids non suspendu.

II. — Considérons un véhicule à 2 essieux 1 et 2 et dont les roues ont des diamètres $2r_1$ et $2r_2$. Les poids totaux sur chacun d'eux sont P_1 et P_2 , dont la somme est égale au poids total P . Désignons, pour chaque essieu, par π , le poids de la partie supportée par l'essieu et ω le poids de l'essieu, des roues, etc...

$$\text{Donc : } P_1 = \pi_1 + \omega_1, \quad P_2 = \pi_2 + \omega_2, \quad \pi = \pi_1 + \pi_2, \quad \omega = \omega_1 + \omega_2.$$

Appelons f'' un coefficient de résistance supplémentaire pour tenir compte des chocs. S'il n'y a pas de suspension élastique, la résistance totale est :

$$F = F_1 + F_2 = \left(\frac{\pi_1}{r_1} + \frac{\pi_2}{r_2} \right) (\delta + f'\rho) + \left(\frac{\omega_1}{r_1} + \frac{\omega_2}{r_2} \right) \delta + (P_1 f''_1 + P_2 f''_2).$$

S'il y a une suspension élastique :

$$F = F_1 + F_2 = \left(\frac{\pi_1}{r_1} + \frac{\pi_2}{r_2} \right) (\delta + f'\rho) + \left(\frac{\omega_1}{r_1} + \frac{\omega_2}{r_2} \right) \delta + (\omega_1 f''_1 + \omega_2 f''_2).$$

Théoriquement, le coefficient f'' est inversement proportionnel au carré de r . Généralement on a, à peu près, $\frac{\pi_1}{r_1} = \frac{\pi_2}{r_2}$; on peut admettre la même relation pour ω_1 et ω_2 , donc :

$$F = F_1 + F_2 = \frac{2P}{\kappa_1 + \kappa_2} \delta + \frac{2\pi}{\kappa_1 + \kappa_2} f' \rho + \left\{ \begin{array}{l} P_1 f_1'' + P_2 f_2'' \\ \omega_1 f_1'' + \omega_2 f_2'' \end{array} \right.$$

ω est généralement négligeable vis-à-vis de P_1 , (généralement $\omega < \frac{1}{4}$ ou $\frac{1}{3}$ du poids propre); on peut le négliger et supposer $\kappa = P$, donc:

$$F = F_1 + F_2 = \frac{2P}{\kappa_1 + \kappa_2} (\delta + f' \rho) + \left\{ \begin{array}{l} P_1 f_1'' + P_2 f_2'' \\ \omega_1 f_1'' + \omega_2 f_2'' \end{array} \right.$$

En vue de la détermination expérimentale des résistances de traction, on englobe le troisième terme dans les précédents et on écrit :

$$F = F_1 + F_2 = \frac{2P}{\kappa_1 + \kappa_2} (\delta + f' \rho + f'') = P f_1,$$

f_1 étant le coefficient expérimental de résistance totale à la traction sur sol horizontal.

Valeurs de f_1 .

Terrain naturel sec en cailloutis et sable 0,065 à 0,250
Empierrement en état ordinaire 0,030 " 0,041
" " bon état sec 0,021 " 0,025
" avec boue molle 0,038 " 0,050
" à ornières 0,073 " 0,085
Lavage en bon état 0,030 " 0,070
" " très bon état 0,025 " 0,060
" mouillé 0,023 " 0,030

Ces chiffres dérivent des expériences de Florin (1837-1842). Les chiffres les plus bas correspondent à la vitesse de 5,4 $\frac{km}{h}$, les plus élevés à celle de 19,6 $\frac{km}{h}$, sauf pour la première et la dernière lignes, pour lesquelles la vitesse supérieure est de 12,6 $\frac{km}{h}$.

Ce coefficient est sensiblement constant aux faibles vitesses; il varie en sens inverse du rayon (non en raison inverse); il est indépendant de la largeur de la jante sur chaussée dure, à condition qu'elle soit assez large (> 10 cm, p. ex.), mais pas en terrain mou, où il diminue quand la largeur croît. Il est indépendant de la vitesse sur route unie ou molle, mais croît avec la vitesse sur les sols inégaux. Cette augmentation est moindre pour les voitures suspendues que pour les autres. Ses valeurs trouvées pour ce coefficient paraissent très vari-

ables d'après les expérimentateurs. Cela n'a rien d'étrange, car les conditions d'expérience influent énormément et les définitions très générales des types de routes envisagées peuvent cependant correspondre à des états réels très différents. Les expériences sont généralement anciennes: on peut admettre que les valeurs sont plutôt élevées, les empièvements et pavages ayant fait des progrès depuis cette époque.

Pour le charroi lourd et lent, on admettra $\left\{ \begin{array}{l} f_1 = 0,03 \text{ à } 0,05 \text{ pour le macadam ord}^{\text{re}}; \\ f_1 = 0,02 \text{ " } 0,03 \text{ " " pavage en} \\ \text{pierres en bon état et le macadam en très bon état; le pavage en bois, tarmac} \\ \text{dam et les revêtements modernes, selon l'état.} \end{array} \right.$

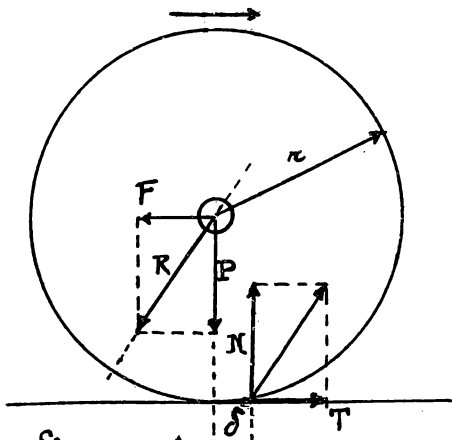
$f_1 = 0,01 \text{ à } 0,02$ pour les revêtements modernes très lisses (béton, asphalte, petits pavés).

À titre de comparaison, rappelons que, sur voie ferrée: $f_1 = 0,007$.

§4. Résistance à la traction d'un véhicule automobile, en terrain horizontal. Il faut y distinguer entre les essieux moteurs et non moteurs. Pour ces derniers, en régime, les formules sont, en principe, les mêmes que pour ceux à traction animale si les bandages sont rigides. Cependant, s'il y a des pneumatiques, quel que soit le rayon de la roue, la surface de contact est constante et ne dépend que de la pression intérieure; on peut considérer que f_1 est presque indépendant de r . De même, l'action élastique de la suspension et des pneumatiques réduit l'influence de la vitesse. Avec des bandages élastiques non pneumatiques, les conditions de variation sont intermédiaires entre ces extrêmes, d'après le degré d'élasticité.

Pour les roues motrices, les conditions sont quelque peu différentes. Le mouvement est produit par un couple transmis à l'essieu. Il n'y a pas d'effort de traction proprement dit mais, au contraire, sous l'effet du couple et des réactions du sol, l'essieu moteur transmet une poussée, nécessaire pour vaincre les résistances qui affectent les autres parties du véhicule ou du train.

Soit F , cet effort résistant; P , la charge verticale totale; la résultante est R . La réaction du sol doit être égale et de direction inverse et doit



L'essieu (ou le véhicule) moteur n'est pas soumis à un effort de traction, mais uniquement à un effort résistant; par contre, il développe un effort de traction.

former avec R un couple, équilibrant le couple moteur. Par suite de la résistance propre au roulement de la roue, cette réaction a une composante verticale dont l'alignement est déplacé de δ dans la direction du roulement, comme dans le cas de la roue non motrice. Si M est le couple moteur,

$$M = P\delta + Fr = r \left(F + P \frac{\delta}{r} \right).$$

Cette formule est trop sommaire; il faut tenir compte :

1) du couple résistant des fusées de l'essieu moteur; π étant la charge sur cet essieu, non compris le poids propre de ce dernier, ce couple vaut $\pi f' \rho$;

2) du couple d'inertie de l'essieu moteur, couple à vaincre en régime variable. ω étant le poids des parties en mouvement de rotation, K , le rayon de giration correspondant, γ l'accélération de la vitesse de translation d'un point à distance r du centre de rotation (accélération angulaire $\frac{\gamma}{r}$), ce couple vaut $\frac{\omega}{g} \gamma \frac{K^2}{r^2}$. En effet,

$$\text{Couple total } \frac{\gamma}{r} \int m x^2 = M K^2 \frac{\gamma}{r} = \frac{\omega}{g} K^2 \frac{\gamma}{r}.$$

L'expression de M devient donc :

$$M = r \left(P \frac{\delta}{r} + \pi f' \frac{\rho}{r} + \frac{\omega}{g} \gamma \frac{K^2}{r^2} + F \right).$$

Dans cette formule, F est la résistance totale à la traction du véhicule, non compris l'essieu moteur. F comprend 3 termes :

1) La résistance au roulement des essieux non moteurs. Soient P' , ω' et π' le poids total transmis au sol, le poids propre et la charge des essieux non moteurs. Dans le cas le plus fréquent où les rayons des roues motrices et non motrices sont égaux, le 1^{er} terme vaut :

$$P' \frac{\delta}{r} + \pi' f' \frac{\rho}{r} + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{r^2}.$$

C'est la formule du § 3 augmentée du terme de l'inertie, non négligeable dans le cas des véhicules automobiles; elle est encore valable dans le cas où des essieux non moteurs font partie d'un véhicule remorqué.

- 2) la force d'inertie $\frac{P+P'}{g} \gamma$;
- 3) la résistance de l'air dont l'expression est $k S v^2$,

S étant l'aire du maître couple du véhicule et v , la vitesse de translation.

Si v est exprimé en m/sec, on peut adopter pour k la valeur 0,06.

Si V est exprimé en km/h., ($V = 3,6 v$), $k = 0,0046$.

S est toujours exprimé en m^2 .

La vitesse à mettre en compte dans cette formule, est la vitesse relative de l'air et du véhicule, qui est supérieure ou inférieure à la vitesse de marche selon que la voiture marche contre ou avec le vent. Il en résulte que le vent debout peut notablement augmenter la résistance à l'avancement des automobiles.

Donc, sur terrain horizontal, $F = P' \frac{\delta}{\pi} + \pi' f' \frac{\rho}{\pi} + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{\tau^2} + k S v^2 + \frac{P+P'}{g} \gamma$
 et $M = \tau \left[(P+P') \frac{\delta}{\pi} + (\pi + \pi') f' \frac{\rho}{\pi} + \frac{\omega}{g} \gamma \frac{K^2}{\tau^2} + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{\tau^2} + \frac{P+P'}{g} \gamma + k S v^2 \right]$.

De la même manière que tantôt, comme $\omega + \omega'$ est généralement $< \frac{1}{10}$ du poids mort, on écrit: $\pi + \pi' = P+P'$ et, moyennant $\frac{\delta}{\pi} + f' \frac{\rho}{\pi} + \text{chocs} = f_1$,

$$M = \tau \left[(P+P') f_1 + \frac{\omega}{g} \gamma \frac{K^2}{\tau^2} + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{\tau^2} + \frac{P+P'}{g} \gamma + k S v^2 \right],$$

f_1 étant la résistance globale au roulement qui tient compte du roulement, du frottement des fusées et des chocs.

Dans cette formule, la poussée F est :

$$F = P' f_1 + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{\tau^2} + \frac{P+P'}{g} \gamma + k S v^2.$$

Il résulte de ce qui précède que le coefficient f_1 doit être le plus favorable avec les pneumatiques et relativement peu variable avec la vitesse.

Pour les bandages en caoutchouc, la valeur est un peu supérieure (10%) à celle des pneumatiques aux faibles vitesses, mais l'écart augmente avec la vitesse. Elle est, aux faibles vitesses, inférieure d'environ 10% à celle des bandages rigides (métalliques) et l'écart augmente également avec la vitesse. On peut admettre pour la circulation automobile, les chiffres

du tableau ci-contre: \longrightarrow

D'après la formule de Boramé et Julien, pour les revêtements ordinaires (empierrements et pavages),

$$f_1 = 0,025 + 0,0007 V,$$

Valeurs de f_1 .	
Cailloutis en bon état	0,0414 (1)
Empierrement ordinaire	0,0352 (1)
" en bon état	0,0279 (1)
Pavage bon	0,022 (2)
Empierrement bon	0,029 (2)
Pavage en bois propre	0,031 (2)
Revêtement asphaltique	{ 0,018 (2)
Béton uni	{ 0,0221 (1)
	{ 0,0124 (1)

(1) d'après St. Eschard; (2) d'après Le Goutier.

v étant la vitesse en km/h. Cette formule est ancienne et un peu excessive.

Une formule plus récente, d'origine américaine, établie pour des vitesses variant de 24 à 40 km/h, est la suivante :

$$f_1 = a + bv^2$$

Valeur des coefficients : $\left\{ \begin{array}{l} \text{béton asphaltique en excellent état : } a = 0,01; b = 0. \\ \text{macadam en bon état : } a = 0,012 \text{ à } 0,013; b = 0,0000028. \end{array} \right.$

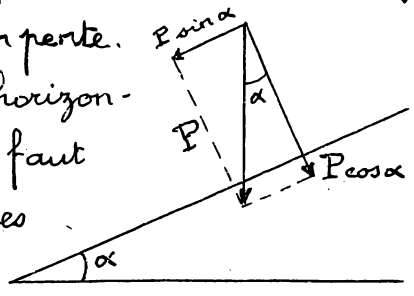
On admet souvent que la résistance au démarrage est supérieure de $\frac{1}{8}$ à celle en marche.

En régime, il faut faire dans les formules $\gamma = 0$; au démarrage, $v = 0$.

§ 5.- Effets des pentes, rampes et courbes.-

Les rampes et courbes augmentent la résistance à l'avancement de tous les véhicules, les pentes les diminuent. Dans la traction sur route, on n'a pas chiffré, semble-t-il, l'effet des courbes, qui est d'ailleurs peu important. Celui des rampes et pentes sur la résistance à la traction peut s'exprimer par une formule unique algébrique, en considérant l'angle de pente comme positif en rampe et négatif en pente.

Soit α l'angle d'inclinaison du terrain sur l'horizontale. La force normale au sol devient $P \cos \alpha$, il faut donc multiplier toutes les forces verticales des formules précédentes par $\cos \alpha$.



En outre, il se développe une résistance supplémentaire $P \sin \alpha$.

Comme α est toujours petit, on admet pratiquement $\cos \alpha = 1$ et $\sin \alpha = \text{tg } \alpha = i$. On écrit donc la résistance due aux rampes : Pi .

Si l'on compare à la résistance à la traction Pf_1 , en tenant compte des valeurs expérimentales de f_1 , on voit qu'une faible rampe suffit pour augmenter considérablement l'effort de traction. Une rampe de 0,05 le double avec du mauvais macadam ($f_1 = 0,05$) et le multiplie par 3,5 avec un bon revêtement moderne uni ($f_1 = 0,02$). Avec une rampe de 0,10, les facteurs deviennent 3 et 6. Donc, l'effet des rampes sur la résistance à la traction est d'autant plus sensible que le revêtement est plus perfectionné.

À la descente, l'effet des pentes est moteur et peut être supérieur aux

résistances, surtout avec les revêtements très unis. Il en résulte qu'il faut freiner et que les fortes pentes sont dangereuses avec les revêtements très unis, souvent glissants.

§ 6. Moyens de traction. - Moteurs animés. - Dans le transport direct, qui n'est pas avantageux, il n'y a pas, à proprement parler, d'effort de traction. D'après Toncelet, un cheval moyen peut porter au pas ($1,10 \frac{m}{h}$) une charge de 120 kgs pendant 10 h.; au trot ($2,20 \frac{m}{h}$), 80 kgs seulement pendant 7 heures. Un homme peut porter 40 kgs sur le dos pendant 7 heures, 50 kgs sur une civière pendant 8 à 10 h et, en revenant à vide, jusqu'à 65 kgs pendant 6 h.

Attelé à un véhicule, un cheval peut exercer un effort de traction proportionnel à son poids et dont le maximum en mouvement est $f q$, q étant le poids et f le coefficient de frottement (voir traînage). Pratiquement, c'est donc $\frac{q}{3}$. On a établi que l'effort moyen le plus favorable est la moitié du maximum, soit $\frac{q}{6}$. Comme q varie de 250 à 600 kgs et vaut, en moyenne, près de 400 kgs, on voit que l'effort de traction normal d'un cheval est voisin de 70 kgs. On admet que le travail journalier max. en kgm est $5400 q$ (q en kgs), correspondant à l'effort de traction normal. Le parcours moyen est donc $5400 \times 6 = 32.400$ m.

La vitesse normale du pas étant $1,10 \frac{m}{h}$ ou $3960 \frac{m}{h}$, on voit que la durée normale du travail journalier est d'environ 8 heures. Le travail interne des muscles est sensiblement égal au travail utile dans les circonstances moyennes (Fredgold). L'effort, la vitesse et la durée journalière du travail peuvent varier, mais pour des valeurs différentes des valeurs normales, le travail utile est généralement réduit.

Dans les pays de langue allemande, on se réfère à la formule empirique de Mascheck: $F' = F \left(3 - \frac{v'}{v} - \frac{t'}{t} \right)$ ou $\frac{F'}{F} + \frac{v'}{v} + \frac{t'}{t} = 3$.

F , v et t sont l'effort, la vitesse et la durée journaliers moyens.

F' , v' et t' , les mêmes éléments dans des circonstances différentes de la normale. Cette formule n'est applicable que dans des limites assez étroites.

Les résultats sont erronés dans des cas extrêmes, tels que :

$$t = t' \quad v' = 2v \quad F' = 0 \quad (\text{incapacité de traction au trot})$$

$$v = 0 \quad t = 0 \quad F' = 3F = \frac{9}{2}, \text{ ce qui représente l'effort ma-}$$

ximum au démarrage (coup de collier). Or, d'après les auteurs allemands et d'après Toncelet, un bon cheval peut exercer sur un obstacle immobile un effort atteignant jusqu'à 400 kgs, donc voisin de son poids. Ceci implique évidemment un bon appui des sabots sur les aspérités du sol.

D'après M. Durand-Claye, en mouvement, il ne faut jamais faire dépasser l'effort $\frac{9}{3}$ et ne pas dépasser $\frac{9}{6}$ dès que le parcours est supérieur à 11 kms; pour un parcours supérieur à 4,5 km, ne pas dépasser 0,225 q. Ces chiffres correspondent à la formule $F = mg$, avec $m = \frac{1 - \sqrt{0,023 L}}{3}$, L étant le parcours en kms, inférieur à 11. Si $L > 11$, on admet invariablement $m = \frac{1}{6}$.

À la descente, un cheval ne peut exercer qu'un effort résistant très faible, de 0,055 à 0,0839. Dans les attelages multiples, le rendement individuel diminue à mesure que le nombre d'animaux augmente. D'après Bockelberg, pour un attelage de

	1	2	3	4	5	6	7	8 chevaux,
le rendement est:	1	0,98	0,87	0,80	0,73	0,64	0,55	0,49.

Un bœuf exerce un effort de traction de 60 à 100 kgs, un mulet de 50 à 70 et un âne de 30 à 40. Un manoeuvre peut exercer normalement en poussant ou tirant un effort horizontal de 12 kgs pendant 8 heures à la vitesse de 0,60 m.

Dans les véhicules à traction animale, on peut toujours, à cause des faibles vitesses et accélérations, négliger l'inertie et la résistance de l'air.

L'équation du mouvement d'un véhicule de poids P, traîné par un cheval de poids q, sur une rampe d'inclinaison i est donc :

$$mq = Pf_1 + (P + q) i,$$

d'où :

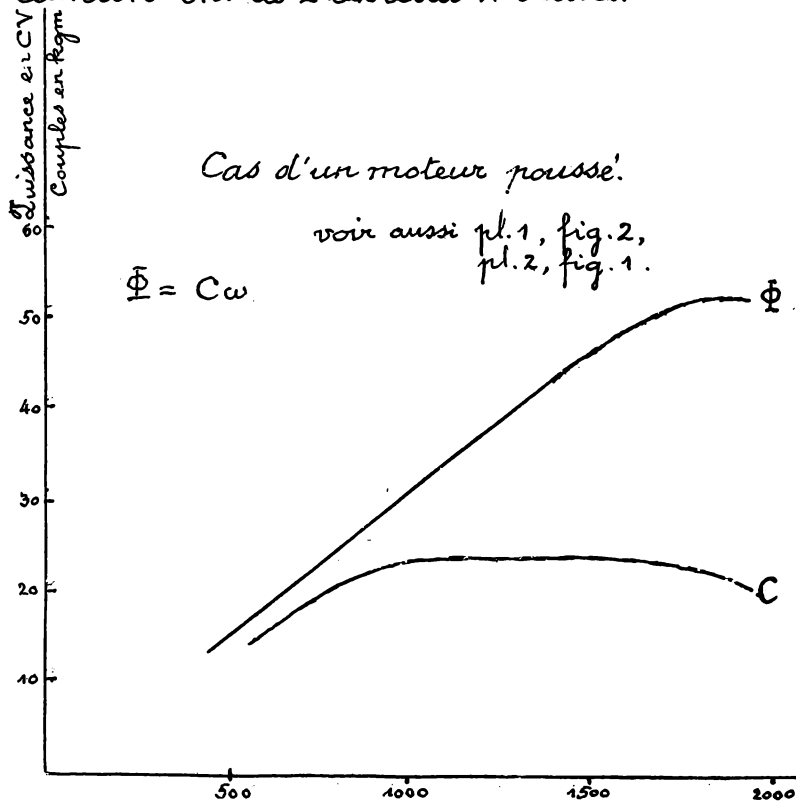
$$P = q \frac{(m - i)}{f_1 + i}, \text{ (charge maximum),}$$

et :

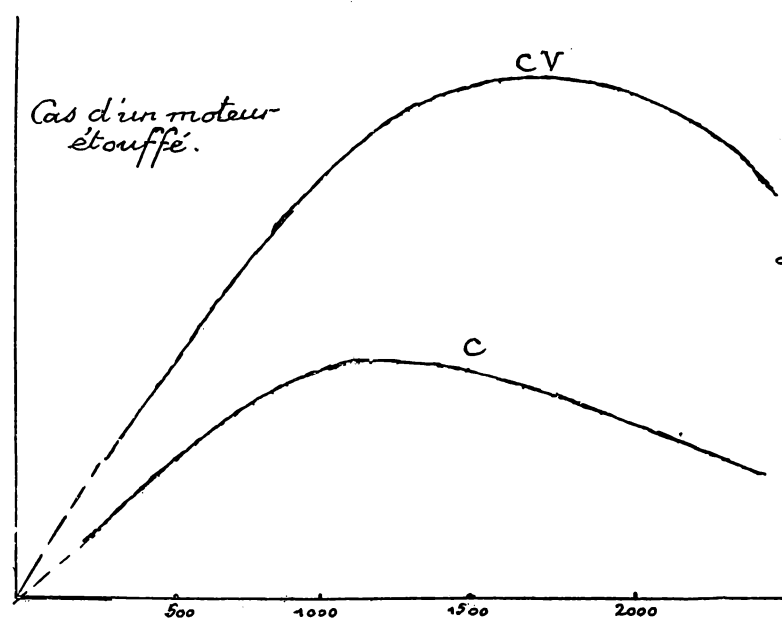
$$i = \frac{mq - Pf_1}{P + q}, \text{ (rampe — id. —).}$$

§7) Traction automobile.. Nous envisageons principalement les automobiles à essence, les plus répandues. Mais, en principe, les conclu-

sions de l'étude s'appliquent à la traction mécanique sur route, en général. La traction est produite par les essieux moteurs, qui reçoivent la force motrice du moteur par l'intermédiaire de mécanismes de transmission. Il n'y a, généralement, qu'un essieu moteur à l'arrière. Certains autobus ont deux essieux moteurs à l'arrière, sur boggy. Enfin, certains camions ont les 2 essieux moteurs.



L'étude de la traction doit être basée sur la connaissance des courbes de variation de la puissance Φ et du couple moteur C , avec la vitesse angulaire. Ces courbes, d'après M. Boyer-Guillon, ont l'allure ci-contre dans une bonne machine. Le couple moteur est donc sensiblement constant t'' dans les limites assez étendues de vitesse - 1000



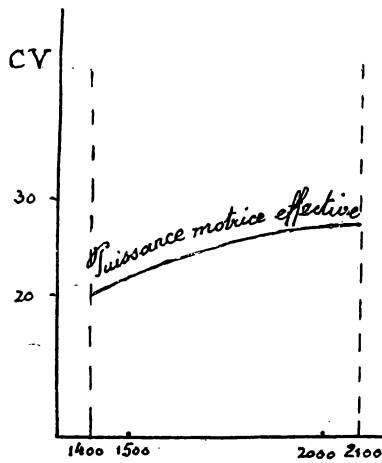
à 2000 tours par' - entre lesquelles il faut maintenir la vitesse de marche. La partie initiale ascendante des courbes correspond à une marche instable car, à un ralentissement provoqué par une augmentation du couple résistant, corres-

pond une diminution du couple moteur. La marche stable correspond à la branche horizontale de croissante de la courbe des couples

moteurs, donc aux vitesses élevées de 1400 à 2100 t/, pour les voitures rapides à moteur poussé. C'est la zone du maximum de puissance et du meilleur rendement.

Pour les voitures de traction - poids lourds - il y a intérêt à augmenter cette zone de décroissance, l'allure des courbes se modifie légèrement, elle correspond aux moteurs étouffés à moindre vitesse de régime, mais couple moteur maximum plus élevé.

Le couple moteur sur la jante dépend du rapport de réduction de vitesse et du rendement des organes de transmission entre le moteur et la jante. Ce rendement est compris entre 0,60 et 0,80 pour les voitures en état convenable. On peut admettre dans les calculs, pour une voiture en bon état, assez neuve, 0,70. Le changement de vitesse a pour but d'étendre l'intervalle de variation des vitesses de route et du couple résistant sans sortir de l'intervalle restreint de variation de la vitesse du



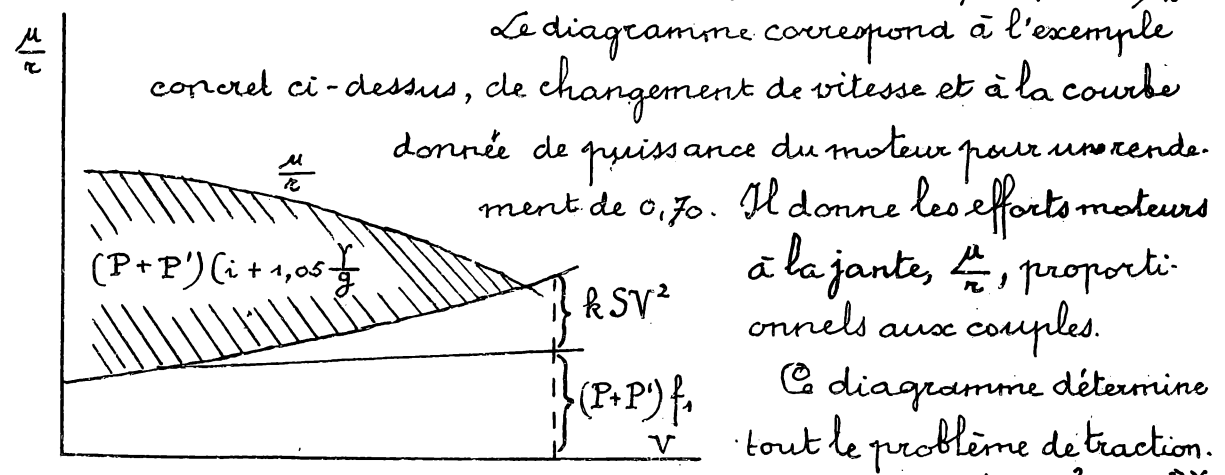
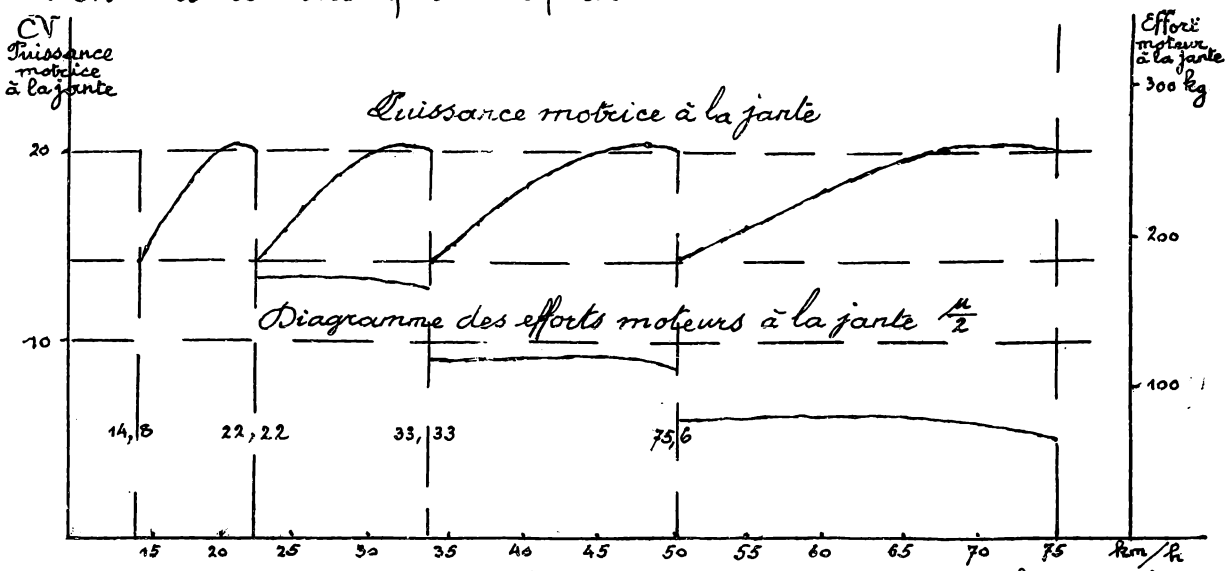
moteur. En prise directe, la vitesse maximum V_{max} de la voiture (p. ex : $75 \frac{km}{h}$) correspond à la vitesse angulaire max. ω_{max} (2100 t/); à la vitesse angulaire min. ω_{min} (1400 t/) correspond donc $v_{min} = 50 \frac{km}{h}$. Le premier changement de vitesse doit être tel que v_{min} précédent = $v'_{max} = 50 \frac{km}{h}$ corresponde à ω_{max} ; la réduction doit donc être dans le rap-

port $n = \frac{\omega_{min}}{\omega_{max}}$ (= $\frac{2}{3}$ dans le cas envisagé). Si il y a trois changements, les rapports consécutifs seront donc n, n^2 et n^3 ($\frac{1}{1,5}, \frac{1}{2,25}, \frac{1}{3,37}$ dans le cas envisagé).

La vitesse de marche normale la plus petite est alors $v'''_{min} = v_{min} n^3$ ($14,8 \frac{km}{h}$ dans le cas envisagé).

En admettant que le rendement reste constant, approximation admissible par suite des limites restreintes de variation de ω et du soin apporté à la construction des transmissions, les couples moteurs à la jante sont augmentés dans les rapports $\frac{1}{n}, \frac{1}{n^2}$ et $\frac{1}{n^3}$. Le diagramme des couples moteurs à la jante en fonction des vitesses de marche

a donc l'allure indiquée ci-après.



On a, en effet: $\frac{\mu}{\pi} = (P+P')f_1 + kSv^2 + (P+P')i + [(P+P') + \omega \frac{K^2}{r^2} + \omega' \frac{K'^2}{r'^2}] \frac{Y}{g}$

Le premier terme correspond à la résistance au roulement et est représenté dans le diagramme par une droite légèrement croissante d'après le coefficient $f_1 = a + bV^2$.

Le second terme correspond à la résistance de l'air et est représenté par une courbe parabolique, dont nous portons les ordonnées en addition de ceux du premier terme. Les ordonnées différentielles entre la courbe de $\frac{\mu}{\pi}$ et la courbe parabolique représentent les efforts moteurs disponibles pour gravir les rampes ou pour accélérer la marche. On en déduit donc la rampe maximum que peut gravir la voiture à une vitesse donnée ainsi que l'accélération max que peut prendre la voiture à une vitesse donnée sur une rampe ou pente donnée. Pour le terme de l'accélération, on admet généralement que la force vive des roues est égale à 5% de celle de tout le véhicule. Le terme d'accélération peut

donc s'écrire $1,05 (P+P') \frac{Y}{g}$ approximativement.

Ceci permet de résoudre tous les problèmes de traction. Observons que la puissance est $\Phi = \frac{\mu}{\tau} \frac{v}{\rho} = \frac{v}{\rho} \left[(P+P') f_1 + k S v^2 + (P+P') i + (P+P' + \omega \frac{K^2}{r^2} + \omega' \frac{K'^2}{r'^2}) \frac{Y}{g} \right]$.

Elle est proportionnelle à la vitesse. Donc, à une résistance donnée correspond une puissance, plus élevée à grande qu'à petite vitesse et, comme le montre d'ailleurs le diagramme, les grands efforts possibles de traction correspondent aux faibles vitesses. Le diagramme montre même qu'il peut y avoir, aux faibles vitesses, notamment au démarrage, excès de puissance qui donne lieu au patinage, que nous étudions ci-après.

§ 8. Adhérence et patinage. Entre le sol et la roue s'exerce

une réaction tangentielle que nous avons désignée par T et qui, dans le cas d'une roue non motrice, a pour expression :

$$T = P' (f_1 + i) + \frac{\omega'}{g} \gamma \frac{K'^2}{r'^2} = F' - \frac{\Phi'}{g} \gamma - \Phi' i.$$

Pour une roue motrice, c'est :

$$T = F = P f_1 + \frac{\omega}{g} \gamma \frac{K^2}{r^2} + \frac{P+P'}{g} \gamma + k S v^2 + (P+P') i = F + \frac{\omega}{g} \gamma + \omega' i.$$

Il y a une limite à la valeur de T, qui résulte du frottement ou de l'adhérence sur le sol, c'est : $T = P f$,

P étant la charge normale au sol transmise par la roue, f, le coefficient de frottement.

Ce coefficient de frottement n'a pas été étudié d'une manière très approfondie. Faut de mieux, on se sert des coefficients suivants, qui ne distinguent pas entre l'état de repos et l'état de mouvement.

	<u>Bandage en caoutchouc.</u>	<u>Bandage métallique.</u>
Lavage en bois sec	f = 0,60	0,60
Lavage en grès avec boue très grasse.	f = 0,10	0,25
Revêtement uni poussiéreux	f = 0,72 à 0,80	} Ces chiffres résultent d'expériences américaines assez récentes et montrent l'influence de la poussière et de l'humidité (Sinckenheye: Étude sur les chaussées glissantes, Revue gén. des Routes, février 1926).
" " légèrement mouillé (pluie fine).	f = 0,58 " 0,66	
" très mouillé (averse).	f = 0,830 " 0,950	
" sec après averse	f = 0,98 " 1,05	

Avec les revêtements durs, les bandages lisses ou sculptés se comportent presque identiquement. Les antidérapants à ferrures doivent être proscrits, car ils n'augmentent pas l'adhérence et abîment les routes. C'est donc surtout la boue grasse sur les revêtements unis qui rend les routes glissantes, cependant certains revêtements d'asphalte très

unis et soumis à une forte circulation, qui les polit en les recouvrant d'une très fine poussière d'usure sont aussi assez glissants, même à sec. Sur une boue d'argile visqueuse, f peut descendre à 0,06 d'après certains auteurs. Sur la neige durcie, le coefficient de frottement du fer est 0,04.

Pour combattre le glissement, il faut rendre les chaussées rugueuses, strier leur surface, employer des matériaux durs donnant une boue non grasse et non glissante et empêcher par le nettoyage, notamment l'arrosage à grande eau, la formation de boues.

En tous cas, $f > f_1$. Comme le terme dû à l'inertie de la roue est faible, il en résulte que le patinage de roues, non motrices, est impossible.

Par contre, celui des roues motrices se produit si $T > Pf$ ou

$$Pf < Pf_1 + (P+P')i + kSv^2 + \frac{\gamma}{g} (P+P' + \omega' \frac{K'^2}{r^2})$$

ou

$$Pf < \frac{\mu}{r} - Pf_1 - \omega' \frac{\gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2}.$$

Il en résulte que, pour qu'il y ait patinage, il faut que:

$$\mu = [P(f+f_1) + \omega' \frac{\gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2}] r.$$

L'excès de puissance sert à augmenter la force vive des roues qui patinent. Ses équations se transforment d'ailleurs lorsqu'il y a patinage et l'accélération des roues motrices devient $\Gamma > \gamma$.

On a: $\Gamma = Pf,$

donc: $\mu = [P(f+f_1) + \omega' \frac{\Gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2}] r.$

Mais, $\mu = [(P+P')(f_1+i+\frac{\gamma}{g}) + \omega' \frac{\gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2} + kSv^2 + \omega' \frac{\gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2}] r,$

donc: $P(f+f_1) = (P+P')(f_1+i+\frac{\gamma}{g}) + \omega' \frac{\gamma}{g} \frac{K'^2}{r^2} + kSv^2.$

Comme $\gamma = \frac{dv}{dt}$, on a une équation différentielle

$$P(f+f_1) - (P+P')(f_1+i) = \frac{P+P'+\omega' \frac{K'^2}{r^2}}{g} \frac{dv}{dt} + kSv^2$$

de la forme $c = a \frac{dv}{dt} + bv^2$, d'où $dt = a \frac{dv}{c - bv^2}$, dont l'intégrale est:

$$t = \frac{a}{2\sqrt{bc}} \log \frac{v + \sqrt{\frac{c}{b}}}{-v + \sqrt{\frac{c}{b}}}, \quad (t=0, v=0)$$

ou $v = \sqrt{\frac{c}{b}} \frac{e^{2\frac{\sqrt{bc}}{a}t} - 1}{e^{2\frac{\sqrt{bc}}{a}t} + 1}$ pendant la période de

démarrage, formules dans lesquelles

$$c = P(f + f_1) - (P + P')(f_1 + i)$$

$$a = \frac{P + P' + \omega' \frac{K'^2}{r^2}}{g}$$

$$b = kS.$$

En régime, $a = 0$ et on a : $v = \sqrt{\frac{c}{b}}$.

En régime variable, on voit que v tend vers la même valeur $\sqrt{\frac{c}{b}}$ quand t croît. L'accélération au démarrage est $\frac{dv}{dt} = \frac{c - bv^2}{a} = \frac{4c}{a} \frac{e^{-\frac{2\sqrt{bc}}{a}t}}{(e^{-\frac{2\sqrt{bc}}{a}t} + 1)^2}$.

Comme nous l'avons fait observer précédemment, aux faibles vitesses, donc aussi au démarrage, la puissance du couple résistant est faible et le moteur dispose d'un grand excès de puissance qui produit le patinage, surtout dans les voitures de tourisme, légères et puissantes.

L'accélération maximum au départ résulte de la condition limite du patinage et est : $\gamma = g \frac{P(f + f_1) - (P + P')(f_1 + i)}{P + P' + \omega' \frac{K'^2}{r^2}}$. ($v = 0$)

En annulant cette valeur, on obtient la déclivité limite absolue sur laquelle le véhicule peut démarrer et donc circuler; c'est $i = \frac{P}{P + P'}(f + f_1) - f_1$. Cette formule est exronée du fait que la valeur de i est trop grande pour que l'on puisse substituer $i = \text{tg } \alpha$ à $\sin \alpha$; il faut donc y remplacer i par $\sin \alpha$. Ces limites sont pratiquement valables car, comme la vitesse est faible ou nulle, la puissance du moteur est suffisante pour faire patiner.

L'adhérence limite aussi la vitesse maximum possible qui résulte de la formule : $kSv^2 = P(f + f_1) - (P + P')(f_1 + i)$, (puisque $\gamma = 0$).

On trouve des valeurs très élevées de la vitesse qui, combinées avec la valeur élevée de $\frac{\mu}{r}$ résultant de $T = Pf$ donnent lieu à des puissances énormes que peuvent tout au plus réaliser les voitures de course.

Pour les véhicules ordinaires, la vitesse est donc limitée par la puissance. Remarquons que les limites résultant de l'adhérence augmentent avec le rapport $\frac{P}{P + P'}$, que l'on peut appeler le rapport d'adhérence. Il est voisin de $\frac{2}{3}$ pour les voitures de tourisme à l'état statique. Le rapport d'adhérence statique des camions lourds est plus élevé et atteint 0,70 à 0,80 en charge pour les camions de 2 à 5 t de charge utile. Le poids total varie de 2,25 à 2 fois la charge utile.

Il existe des camions à adhérence totale (Katil, Panhard, etc.); la rampe limite devient $\sin \alpha = f$.

Mais les puissances spécifiques des camions sont faibles et les patinages se produisent moins dans ces véhicules, tout au moins en charge. L'adhérence des camions à un essieu moteur est déjà très élevée par rapport à la puissance spécifique et l'adhérence totale est une complication inutile, sauf pour les tracteurs légers devant remorquer de lourdes charges (artillerie).

Soit une voiture de tourisme de 1500 kg, dont 1000 kg sur l'essieu moteur arrière (P). Sur pavé gras, $f = 0,10$ et $f_1 = 0,03$. On voit donc que :

$$i_{\text{lim}} = 0,67(0,10 + 0,03) - 0,03 = 0,057.$$

La voiture ne peut, dans ces conditions, gravir une rampe de plus de 5,7%. Supposons qu'à la vitesse de 14,4 $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ (4 $\frac{\text{m}}{\text{s}}$), cette voiture ait un effort moteur tangentiel maximum de 500 kg.

$$T = \frac{u}{i} - P f_1 = 500 - 30 = 470.$$

Il y a possibilité de patinage si f est inférieur à 0,47, ce qui est fréquemment réalisé. La puissance correspondante à la jante est de 27 CV environ.

Mais les possibilités de patinage sont encore plus grandes par démarrage brusque. Pour cette voiture, l'accélération maximum au démarrage en palier est: $\gamma = g[0,67(f + 0,03) - 0,03]$.

$$\text{Supposons } f = 0,60, \quad \gamma = 3,85 \text{ m}/\text{s}^2.$$

En admettant que telle soit la vitesse au bout d'une seconde, la puissance moyenne correspondante est :

$$\Phi_{\text{eff}} = \frac{1000(0,60 + 0,03 + 0,05 \frac{\gamma}{g}) \times 3,85}{2 \times 75 \times 0,70} = 23,8 \text{ CV}.$$

On voit que le démarrage brusque d'un moteur puissant peut déjà provoquer le patinage dans de telles conditions; mais la facilité en est encore accrue si f est plus petit (sol glissant) et en rampe.

Supposons $S = 3 \text{ m}^2$ et $i = 0$, la valeur maximum possible est donnée par :

$$0,0054 \times 3 V^2 = 1000(f + 0,03) - 1500 \times 0,03.$$

$$\text{Supposons } f = 0,03 \text{ (revêtement humide): } V^2 = \frac{330 - 45}{0,0162} = 17.600; \quad V = 132,5 \frac{\text{km}}{\text{h}}.$$

$$\text{La puissance correspondante serait: } \Phi_{\text{eff}} = \frac{330 \times 132,5}{75 \times 36 \times 0,7} = 232 \text{ CV}.$$

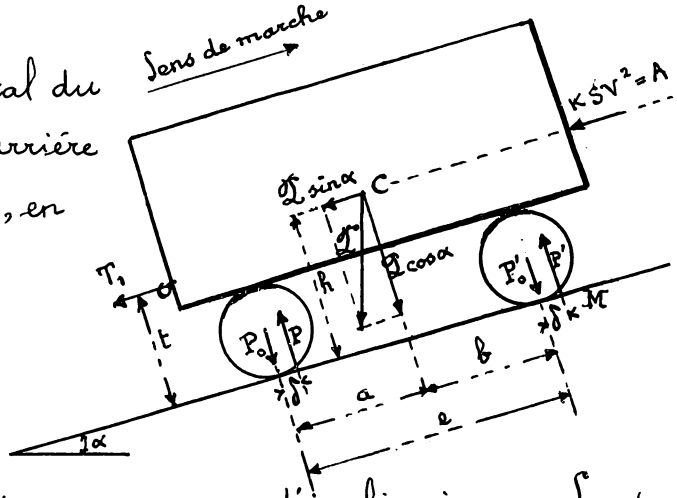
§9. Variation des charges d'essieu en mouvement.

La répartition statique des charges d'une voiture entre les essieux se modifie en mouvement; il se produit une surcharge de l'essieu moteur. Et il est surtout sensible pour les camions automobiles, comme il résulte de l'étude ci-après, d'après H. W.C.D. Haasman (Congrès de la route à Séville, 1923).

Désignons par \mathcal{L} le poids total du camion et supposons l'essieu arrière seul moteur. A l'état statique, en palier, on a :

$$P_0 e = \mathcal{L} b \quad \text{d'où} \quad P_0 = \mathcal{L} \frac{b}{e};$$

de même : $P'_0 = \mathcal{L} \frac{a}{e}.$



Considérons maintenant le véhicule en mouvement varié sur une rampe d'inclinaison α . La résistance au roulement décale les deux charges d'essieu vers l'avant d'une longueur δ ; nous avons établi au § 3, la formule :

$$T = P \left(\frac{\delta}{r} + f' \frac{r}{r} \right) = P f_1,$$

moyennant

$$\frac{\delta}{r} + f' \frac{r}{r} = f_1;$$

en négligeant, dans cette dernière formule, le terme $f' \frac{r}{r}$, il vient :

$$\frac{\delta}{r} = f_1, \quad \text{d'où} \quad \delta = f_1 r.$$

Appelons T_1 l'effort de traction exercé par le crochet de traction sur un train de remorques et écrivons l'équation d'équilibre des moments autour du point M :

$$P_0 e = \mathcal{L} \cos \alpha (b + f_1 r) + T_1 t + \mathcal{L} \sin \alpha h + \frac{\mathcal{L}}{g} \gamma h + A h + \frac{\omega}{g} \frac{K^2}{r} \gamma + \frac{\omega'}{g} \frac{K'^2}{r} \gamma,$$

formule dans laquelle T_1 , résistance à la traction d'un véhicule de poids \mathcal{L}_1 , a pour expression $T_1 = \mathcal{L}_1 (f_1 + \sin \alpha + \frac{\gamma}{g})$, et qui permet de calculer P . L'effort de traction T a pour valeur :

$$T = \frac{\mu}{r} - P f_1 - \omega \frac{K^2}{r^2} \frac{\gamma}{g} = P f_1 + \mathcal{L} \sin \alpha + \mathcal{L}_1 (f_1 + \sin \alpha) + A + (\mathcal{L} + \mathcal{L}_1) \frac{\gamma}{g} + \frac{\omega'}{r^2} K'^2 \frac{\gamma}{g}.$$

Il est limité par l'adhérence $P f$, ou $\mathcal{L} f$ pour un camion à adhérence totale. Dans ce dernier cas, l'adhérence est épuisée lorsque $T = \mathcal{L} f$, relation qui peut s'écrire, puisqu'alors $v = 0$ et $\gamma = 0$.

$$\mathcal{L} f = \mathcal{L} \sin \alpha + \mathcal{L}_1 (f_1 + \sin \alpha),$$

d'où l'on tire la valeur de la rampe limite résultant de l'adhérence. Dans le cas où $\mathcal{E}_1 = 0$, elle vaut: $\sin \alpha = f$.

Monsieur Bauman a dressé d'après ses formules de ΣP , des tableaux pour les camions de types courants en rampes et avec remorques. Il en résulte que, au voisinage de la limite d'effort tangentiel atteinte du fait de la charge remorquée, le poids adhérent peut être de 6% supérieur au poids adhérent statique et atteindre donc 0,75 à 0,86 du poids total. En suite de cette forte adhérence et de la faible puissance spécifique des camions, la limite de l'effort tangentiel (intrinsèque) est généralement conditionnée par le couple maximum:

$$T = \frac{\mu}{r_e} - P f_1.$$

Elle se rapproche de la limite d'adhérence pour des valeurs assez faibles de f , inférieures à 0,30 selon que le camion est à un ou deux essieux moteurs. Ce n'est qu'exceptionnellement que des valeurs inférieures de f sont réalisées. Le patinage des camions automobiles ne peut donc quère se produire qu'à vide et au démarrage, sur sol glissant et surtout si un seul essieu est moteur.

La puissance du moteur ne permet donc pas, en règle générale, d'utiliser toute la capacité d'adhérence des camions, même à 1 essieu moteur. C'est ce qui explique que les camions à deux essieux moteurs sont peu répandus; ils ne conviennent que pour la traction de très fortes charges remorquées par des tracteurs relativement légers (artillerie).

Par contre, l'emploi des trains à tracteurs à poids adhérent relativement faible, mais dont la remorque reporte une fraction de sa charge sur le tracteur, permet d'utiliser dans les conditions pratiques de charge et de rampe à la fois, l'adhérence et la puissance du moteur. Leur emploi est très souple et ils ont l'avantage de charges d'essieu relativement faibles, ce qui épargne les routes, les pneumatiques et les véhicules.

§ 10. Freinage. Le freinage a pour effet de bloquer certaines roues, qui glissent alors sur le sol. L'effort résistant correspondant est $P f$. Sous l'effet de cette résistance, l'impulsion motrice étant supprimée,

la voiture s'arrête après avoir parcouru un certain espace en un certain temps, en régime variable. Comme il se produit un rapide ralentissement, nous négligeons la résistance de l'air. De même, nous ne tenons pas compte de la force vive des roues.

Ces deux erreurs tendent à se compenser. Supposons l'essieu moteur seul freiné; la force retardatrice du freinage est Pf , d'où $T + Pf = 0$.

L'équation du mouvement est donc $Pf + P'f_1 + (P + P')(i + \frac{r}{g}) = 0$
 ou :
$$\frac{dv}{dt} = -g \frac{Pf + P'f_1}{P + P'} - i.$$

En palier :
$$\frac{dv}{dt} = - \frac{Pf + P'f_1}{P + P'} g,$$

$$v = v_0 - g \frac{Pf + P'f_1}{P + P'} t.$$

L'arrêt se produit au temps :

$$t = \frac{P + P'}{Pf + P'f_1} \frac{v_0}{g}.$$

L'espace parcouru se déduit de l'équation des forces vives :

$$(Pf + P'f_1) d = \frac{1}{2} \frac{P + P'}{g} v_0^2.$$

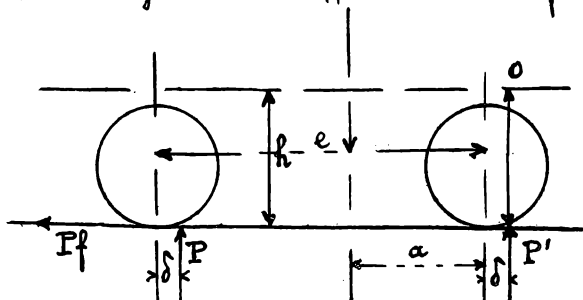
$$d = \frac{v_0^2}{2g} \frac{P + P'}{Pf + P'f_1}.$$

Généralement, $P'f_1$ est faible vis-à-vis de Pf .

Si toutes les roues sont freinées, $P' = 0$, donc $v = v_0 - gft$.

$$T = \frac{v_0}{gf} \quad \text{et} \quad d = \frac{v_0^2}{2gf}.$$

Il se produit, lors du freinage, une variation de répartition des charges entre les essieux, analogue à celle qui résulte de l'état dynamique, mais d'effet inverse. L'essieu freiné est déchargé, l'autre surchargé d'autant. Cet effet est indifférent si tous les essieux sont freinés, ce qui augmente l'efficacité du freinage sur les 4 roues.



Soit h la hauteur du centre de gravité au-dessus du sol. La force de freinage et les forces d'inertie forment un couple Pfh , qui est équilibré par un couple de réactions sur les essieux.

L'essieu freiné est donc déchargé de $\frac{Pfh}{e}$, e étant l'empattement. En général, $\frac{h}{e}$ est voisin de $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{2}$; on voit donc que la décharge de l'essieu freiné est assez importante et réduit sensiblement l'effet du freinage.

La valeur exacte de P se calcule comme suit :

$$(Pf + Pf)h + Pe = Q(a + f_1 r) = Qf_1 h + P(f - f_1)h + Pe.$$

$$P = \frac{Q[a - f_1(h - r)]}{(f - f_1)h + e} = \frac{Qa}{e} \frac{1 + \frac{f_1 r}{a} - \frac{f_1 h}{a}}{1 + \left(\frac{f - f_1}{e}\right)h} = \frac{Qa}{e} \left(1 + \frac{f_1 r}{a} - \frac{f_1 h}{a}\right) \left(1 - \frac{(f - f_1)h}{e} + \frac{(f - f_1)h^2}{e^2}\right).$$

§ 11. Fringalage. - Le patinage donne aisément lieu au fringalage, c'-à-d. à des glissements latéraux. La raison en est aisée à comprendre. Lorsque les roues roulent sans glisser, un effort latéral $T' < Pf$ ne peut donner lieu à aucun glissement latéral. Mais quand les roues patinent il se produit un effort longitudinal $T = Pf$, qui se combine avec T' et donne une résultante oblique $> Pf$, donc un glissement latéral. Cela se produit d'autant plus aisément que f est plus petit; aussi les patinages et les coups de frein brusques, sur chaussée glissante, sont très dangereux.

§ 12. Rendement utile du transport par véhicule automobile.

Dans ce qui suit, nous négligerons les effets d'inertie et la résistance de l'air. Appelons Q et Q' les poids morts des essieux moteur et non moteur, P et P' les charges utiles sur ces mêmes essieux.

Les conditions limitatives de la charge utile sont :

<u>Condition d'adhérence :</u>	<u>Condition de puissance :</u>
$(P + Q)(f - \sin \alpha) \geq (P' + Q')(f_1 + \sin \alpha)$	$\frac{\mu}{e} \geq (P + Q + P' + Q')(f_1 + \sin \alpha);$

d'où les charges utiles :

$P' < \frac{(P + Q)(f - \sin \alpha)}{f_1 + \sin \alpha}$	$P + P' < \frac{\mu}{e (f_1 + \sin \alpha)} - (Q + Q')$
---	---

Pour avoir des résultats comparables, examinons le cas d'un tracteur : $P = 0$,

d'où : $P' < \frac{Q(f - \sin \alpha)}{f_1 + \sin \alpha}$ | $P' < \frac{\mu}{e (f_1 + \sin \alpha)} - (Q + Q'),$

puis le cas d'un train à adhérence totale : $P' = 0, Q' = 0$:

La première condition disparaît, puisque $P' = 0$ | $P < \frac{\mu}{e (f_1 + \sin \alpha)} - (Q + Q').$

D'après ce que nous avons vu au § 9, c'est généralement la 2^e condition qui, pour les camions, limite l'effort tangentiel et, par conséquent, le travail utile. Dorénavant, nous la prendrons seule en considération.

Grâce au mécanisme de changement de vitesse, on peut admettre sensiblement :

$$\Phi = \frac{\mu}{e} v = C^{te}.$$

La condition de puissance devient donc : $(P + P')v < \frac{\Phi}{f_1 + \sin \alpha} - (Q + Q')v \quad (1)$

Pour un véhicule vide $P=0, P'=0,$

$$0 < \frac{\Phi}{f_1 + \sin \alpha} - (Q + Q')v.$$

À la limite, cette inégalité devient une égalité dont nous pouvons tirer l'expression de la vitesse maximum :

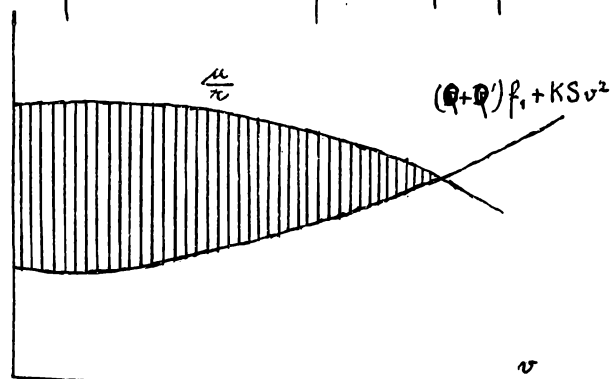
$$v_m = \frac{\Phi}{(Q + Q')(f_1 + \sin \alpha)}.$$

Considérons 2 cas-limites :

a) Le véhicule circule à vide ; il atteint la vitesse maximum possible ; le travail utile est nul.

b) Le véhicule circule avec la charge maximum permise par l'adhérence ; la vitesse est nulle ; le travail utile est nul.

Il existe donc un régime de marche qui rend le travail utile maximum ; or, en vertu de l'inégalité (1), le maximum de $(P+P')v$ correspond au minimum de $(Q + Q')v$, c'est-à-dire à un poids mort $Q+Q'$ faible et à une vitesse réduite ; on en conclut que les grandes vitesses sont onéreuses ; cette conclusion concorde absolument avec l'expérience. Le but à poursuivre est donc la réduction du poids mort ; on est arrivé, dans cette voie, à des résultats remarquables, grâce aux perfectionnements apportés dans la construction des moteurs à essence. Cette conclusion permet encore d'expliquer l'insuccès des camions à accumulateurs au Pb : l'effet de leur poids mort considérable ne peut être compensé que par la réduction de la vitesse de marche.



La détermination dans chaque cas particulier des conditions de marche les plus favorables se fait de la manière suivante :

On trace, à une certaine échelle, les courbes de $\frac{\mu}{\tau}$ et de $(P+P')f_1 + Ksv^2$ en fonction de v ; les ordonnées différentielles hachurées représentent évidemment la réserve d'énergie disponible pour le transport des charges ; le point de rencontre de ces 2 courbes indique la vitesse optimum V de circulation avec une charge utile $(P + P')$; en effet, l'énergie du moteur est, en ce moment, entièrement utilisée. On peut

donc calculer, pour chaque valeur de $P+P'$, le produit $(P+P')V$ et en tracer la courbe en fonction de V ; cette courbe présente un maximum qui correspond aux conditions cherchées, c'est-à-dire donnant les valeurs de V et $(P+P')$ pour lesquelles le rendement utile est le meilleur.

En pratique, en raison des changements de vitesse, la courbe de $(P+P')V$ en fonction de V est discontinue et donne plusieurs valeurs optima pour des conditions identiques.

Chapitre II.

Caractères généraux des routes.

(au point de vue des transports).

A.. La route en alignement droit.

§ 1.. Limites pratiques des rampes. - Elles dépendent de la topographie de la région et de la nature du trafic. En principe, il faut éviter les grands écarts d'inclinaison, c'est-à-d. éviter les surcharges des moyens de traction, ou l'allège des véhicules ou la nécessité des moyens de traction spéciaux ou de renfort. Donc, les rampes limites seront plus faibles en pays plat qu'en pays accidenté. En pays de montagne, il n'est guère possible d'éviter de fortes rampes, mais il résulte du mode d'exploitation des forêts ou carrières que les véhicules montent généralement à vide ou peu chargés et redescendent en charge. Les fortes pentes ont donc moins d'inconvénients.

Actuellement, on admet qu'il ne faut pas dépasser des pentes de :

0,025 à 0,03 en pays plat,

0,03 " 0,04 " " moyennement accidenté,

0,04 " 0,05 " " très accidenté.

Pour les routes de moindre importance et les chemins, on peut aller un peu plus loin, ainsi qu'en région de hautes montagnes. Il est recommandable de ne pas dépasser 0,07 à 0,08. Les rampes exceptionnelles ne doivent pas avoir plus de 800 à 1000 m., sinon elles doivent être

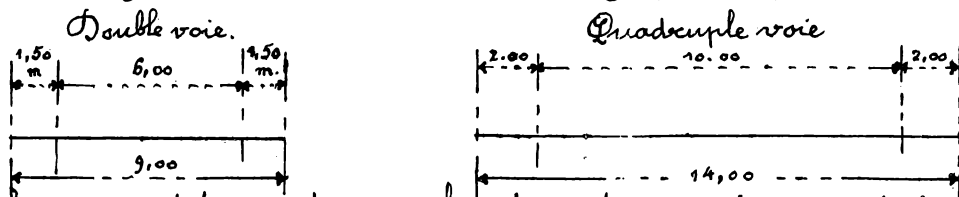
interrompues par des paliers ou des sections à faible pente ($< 0,02$).

En cas de rupture de pente, il faut raccorder les 2 côtés de l'angle par un arc de cercle de rayon $R = 10V$, V étant la vitesse en km/h des véhicules les plus rapides pouvant circuler sur la route; R est exprimé en m. Il en résulte dans le passage du véhicule sur cette courbe, une augmentation ou réduction de sa pression de $\frac{V^2}{3,6^2 g R} = \frac{V^2}{98,1 \times 3,6^2 \times V^2} = 0,00076V$ ou $0,078V\%$ due à la force centripète.

Pour $V = 60 \frac{\text{km}}{\text{h}}$, $R = 600$ m. et l'augmentation ou réduction de pression est de $4,7\%$. On peut aussi employer une parabole de raccordement qui, d'après M. Limasset, évite les oscillations des véhicules suspendus si le développement de la courbe suivant l'horizontale est égale à la longueur d'onde de l'oscillation du véhicule, c'-à-d. pratiquement environ $\frac{V}{3,6}$ m., V étant la vitesse en km par heure.

Les pentes supérieures à 7% peuvent être ravinées par les fortes pluies. Par contre, pour l'écoulement des eaux par les fossés, il faut éviter les paliers et donner toujours, au moins, $0,004$ de pente. Pour éviter les routes boueuses, il faut au moins $0,014$ de pente. Le trot est encore possible et non dangereux à la montée comme à la descente pour $0,03$ de déclivité. En-dessous de cette limite, le frein n'est pas indispensable pour les véhicules à traction animale (pays plat).

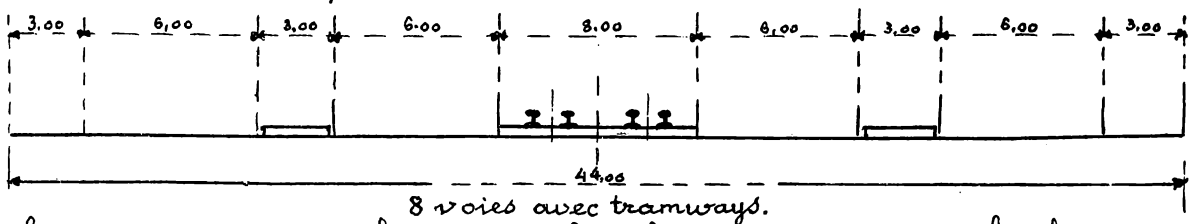
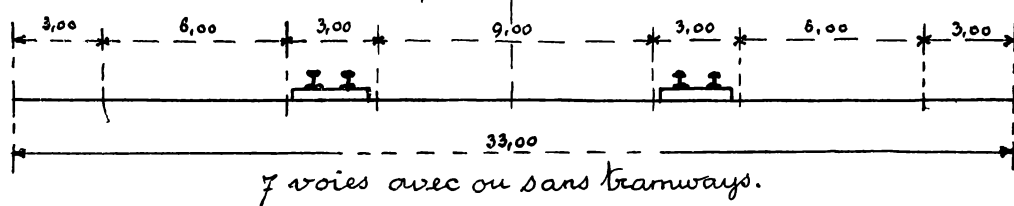
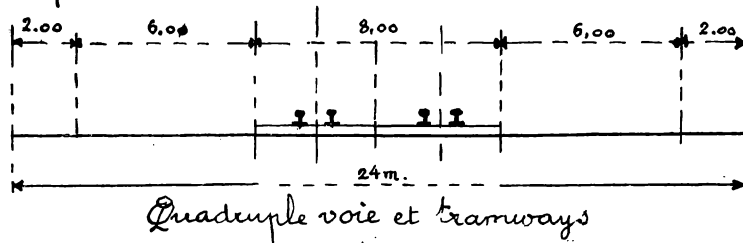
§ 2. La largeur des routes en alignement droit.



La largeur dépend du nombre de voitures qui peuvent circuler de front sur la route. La largeur maximum des voitures, généralement adoptée par les règlements nationaux ou internationaux est $2,50$ m. Afin d'assurer la sécurité de la circulation à grande vitesse, il faut réserver une largeur de route de $3,00$ par véhicule. Si l'on donne plus, les dimensions des véhicules sont élargies. Donc, la largeur de la chaussée en m. est égale à 3 fois le nombre de véhicules pouvant circuler de front. Les anciennes grand'routes ont presque toutes 5 m. On les élargit à 6 m. Nous

ne parlerons pas des routes de 3,00 m. qui doivent comporter des croisements. Les routes importantes modernes se construisent à 9 ou 12 m. de largeur (Autostrade de Milan aux lacés italiens). Parfois on sépare les deux bandes de 6,00 m. réservées aux deux sens de circulation par des bordures étroites en saillies, pouvant servir de refuges aux piétons. Cette disposition est dangereuse, mais il est utile de prévoir une bande de séparation de couleur blanche.

Dans certaines routes, des pistes spéciales pour cyclistes, cavaliers ou piétons sont disposées au milieu.



Si un tramway suit la route, il faut le disposer sur une plateforme spéciale au milieu de la route. Pour les routes exceptionnelles, on sépare le trafic lent du trafic rapide; on obtient alors 3 ou 4 voies chaussées, séparées par des pistes spéciales et la plateforme du tramway (Boulevards interurbains).

Des circonstances spéciales peuvent justifier d'autres dispositions, celles qui sont représentées ci-dessus sont purement rationnelles. Pour les accotements, il ne faut pas descendre en dessous de 1,00 m. et adopter 2,00 m. de préférence, surtout s'il y a des plantations. Dans certains cas, il est préférable de disposer un seul accotement très large d'un seul côté de la route, p. ex. vers le côté du vide dans une route à flanc de coteau. Sa largeur est de 0,75 m. par piéton de front. Les figures ci-dessus indiquent quelques dispositions normales et les largeurs totales jusqu'aux bords intérieurs des fossés. Dans les villes ou aux abords, les largeurs des trottoirs et terre-

pleins sont souvent augmentées pour les promeneurs par raison d'esthétique, etc.

§ 3. Profil transversal des chaussées. Le Bombement.

Les chaussées présentent dans leur profil transversal, un bombement qui s'exprime par le rapport de la flèche à la corde (p. ex. : $\frac{1}{40}$ à $\frac{1}{60}$). La raison de ce bombement est de produire le ruissellement des eaux pluviales vers les caniveaux ou fossés latéraux et d'éviter la formation de flaques. La pente doit donc être suffisante pour assurer l'écoulement mais pas trop forte pour éviter le ravinement par suite d'une trop grande vitesse de l'eau. De plus, il y a antagonisme entre la condition du ruissellement et les desiderata de la circulation rapide, qui demande des chaussées très plates, peu bombées, afin d'éviter que les roues ne quittent le sol et le danger de fringalage.

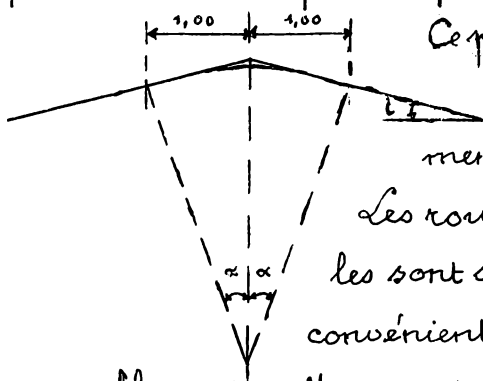
L'étude théorique du bombement a été faite en vertu de la condition du ruissellement (voir Cours des Routes de M. Linnasset). Elle ne présente guère d'intérêt pratique. Nous montrons dans le Cours d'Hydraulique appliquée que le profil transversal parfait, écoulant l'eau en lame d'épaisseur constante, est un arc de parabole du 2^d degré. Cela suppose la chaussée unie. Or, les chaussées présentent des flaques qui retiennent l'eau. Le problème de leur vidange échappe évidemment à l'analyse. On s'impose une certaine pente limite minimum en vue de réduire les quantités d'eau séjournant sur la chaussée. Dans la partie centrale de la route, le profil parabolique ne procure pas une pente suffisante; il faudrait y substituer des plans tangents au cylindre parabolique se coupant dans le plan vertical passant par l'axe de la chaussée et inclinés suivant la pente limite. Comme la circulation serait gênée par l'arête du dièdre de ces deux plans, elle serait émoussée suivant un cylindre parabolique de raccordement, plus ou moins calculé en vue de la facilité de circulation.

Un tel profil, dit rationnel, comporterait donc un petit arc central de parabole, prolongé par 2 tangentes en pente limite minimum, puis par deux arcs de paraboles, suivis eux-mêmes par des tangentes à partir du point où la pente transversale devient trop forte; à cause du danger de ravinement ou de glissement ou en vue de la circulation transversale.

En pratique, ce profil compliqué n'est pas utilisé; on emploie l'arc de cercle, la parabole ou l'angle dièdre émoussé.

Les deux premiers profils ont comme inconvénient de présenter une zone centrale assez large de pente insuffisante. La circulation s'y cantonne volontiers. Cette zone se dégrade donc rapidement; les ornières et les flaques s'y forment et retiennent l'eau par défaut de pente. La dégradation de la chaussée est ainsi hâtée. D'autre part, pour les chaussées de grande largeur, le bombement et la pente vers les bords croissent fortement et acquièrent rapidement des valeurs excessives. On ne peut donc adopter ce genre de profil comme norme pour toutes les largeurs; il ne convient que pour les chaussées étroites et secondaires (Moissenet, ATPB 1924, fasc. 5).

On peut envisager un profil standard en arc d'hyperbole, à asymptotes inclinées suivant la plus grande pente transversale. Pratiquement, ce profil est identique à celui en angle émoussé, c'-à-d. à deux versants plans raccordés par un petit arc central de grand rayon.



Ce profil a partout, sauf dans l'étroite bande centrale, une pente suffisante. Le bombement est presque indépendant de la largeur.

Les roues ne peuvent pas quitter le sol lorsqu'elles sont sur un versant, puisqu'il est plan. L'inconvénient théorique que l'épaisseur de la lame de rouille croît du centre vers les bords, n'est pas à retenir. Je précise l'emploi de ce profil. Sa partie centrale aura environ 2,00 m. de largeur.

On a:
$$r = \frac{1}{\sin \alpha} = \frac{\sqrt{1+i^2}}{i}$$

pour	$i = 0,05$	$0,04$	$0,03$	$0,02$	$0,01$
	$r = 20,05$	$25,04$	$33,37$	$50,02$	$100,01$ m.

En négligeant le raccordement courbe, le bombement est $\frac{i}{2}$ ou $\frac{1}{2}i$, i étant la pente transversale. La pente i est d'autant plus faible que la chaussée est plus lisse et plus imperméable. On admet:

pour les chaussées empierrées:	$i = 0,04$ à $0,06$;	bombement: $\frac{1}{50}$ à $\frac{1}{33}$,
" " " pavées:	$i = 0,03$ " $0,04$;	" $\frac{1}{67}$ " $\frac{1}{50}$,
" " " en béton, tarmac:	$i = 0,02$ " $0,03$;	" $\frac{1}{100}$ " $\frac{1}{67}$,
" " " en asphalte:	$i = 0,015$ " $0,02$;	" $\frac{1}{133}$ " $\frac{1}{100}$.

En Angleterre et en Amérique, le profil est défini par les ordonnées de différents points par rapport à la corde comme axe des abscisses. Les pentes croissent du centre vers les bords, mais d'une manière atténuée.

La pente des accotements est généralement de 4%, parfois de 3% lorsqu'il y a revêtement assez uni et peu perméable.

Lorsque le profil en long est incliné, il est utile de réduire l'inclinaison transversale, car la plus grande pente est égale à la racine de la somme des carrés des pentes longitudinales et transversales.

Pour les routes à flanc de coteau, on pourrait employer le profil à pente unique vers la vallée. Cette disposition est nécessaire dans les courbes concaves vers la vallée. Mais, ainsi que nous le verrons plus loin, le fossé vers le coteau est toujours nécessaire et, en outre, il faut prendre garde au ravinement du versant.

B.. La route en courbe..

§ 4. Circulation dans les courbes. Les courbes ont pour effet d'augmenter la résistance à la traction. Dans les chemins de fer, des formules expriment cette résistance. Pour les véhicules sur routes, l'influence ne paraît pas chiffrable. Elle est d'ailleurs moindre, le véhicule n'étant pas lié à une trajectoire imposée et ayant plus de liberté de mouvement. Les frottements supplémentaires se réduisent à des frottements de rotation des jantes sur la chaussée. Pour les véhicules automobiles, les glissements qui pourraient être défavorables, à cause de la grande vitesse, sont supprimés par l'indépendance des roues directrices et l'action du différentiel. Mais il se produit des glissements des roues directrices par suite de l'incorrection de la direction.

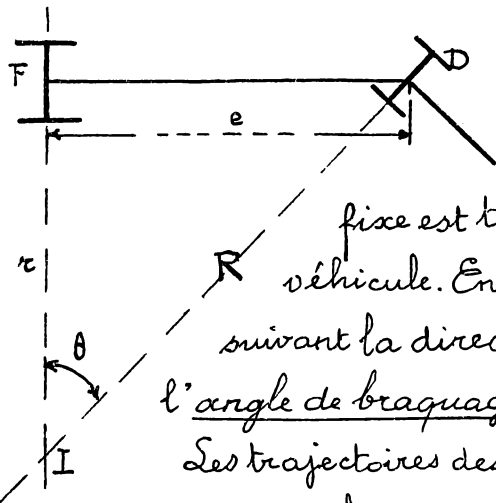
L'effort de traction des animaux n'est réduit qu'en courbes de très petit rayon et surtout pour les animaux en flèche, dont l'effort de traction est oblique par rapport au véhicule. Le même effet se produit dans les trains automobiles en courbe de petit rayon. Généralement, la rampe est réduite dans ces courbes, ce qui compense leur effet.

Nous examinerons plus loin les effets de la force centrifuge et le danger de dérapage. Tous ces efforts sont d'autant plus prononcés que

le rayon de courbure est plus petit. D'autre part, dans son mouvement en courbe, le véhicule recouvre une aire plus large de la chaussée, ce qui exige une sur largeur d'autant plus grande que le rayon de courbure est plus petit. Il faut donc, en principe, éviter les courbes de faible rayon. Pour éclairer ce point de vue, nous étudierons brièvement le mouvement d'un véhicule en courbe.

§5. Étude cinématique du mouvement d'un véhicule en courbe.

En général, les véhicules ont l'essieu arrière fixe. L'essieu avant directeur peut s'incliner sur la position normale d'un angle appelé braquage, (30° à 35° pour autos). Certains véhicules ont les deux essieux orientables, ce qui facilite le passage en courbe. Mais ce sont généralement des véhicules d'une longueur exceptionnelle, ainsi équipés pour leur permettre de parcourir les courbes dans les mêmes conditions que les véhicules ordinaires. Nous nous bornerons donc à étudier ceux-ci.



Nous représentons la projection horizontale de l'essieu directeur par son centre D. La distance FD est l'empattement. L'essieu

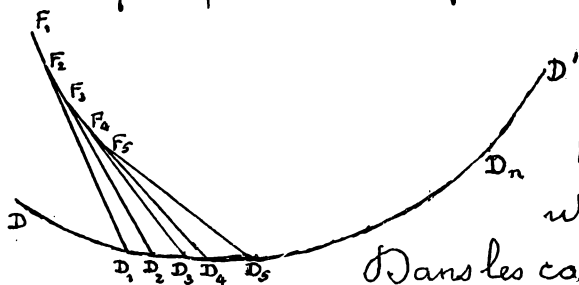
fixe est toujours perpendiculaire à l'axe FD du véhicule. En courbe, l'essieu directeur s'incline sur FD suivant la direction telle que DI. L'angle FID est l'angle de braquage.

Ses trajectoires des points F et D sont évidemment normales aux deux essieux s'il n'y a pas de glissements. Il en résulte que leur point de rencontre I est le centre instantané de rotation. La droite FI étant invariablement liée au mobile, la courbe des centres instantanés de rotation est l'enveloppe de FI. Inversement, le mouvement est tel que FI roule sans glisser sur cette courbe dont la trajectoire de F est donc une développante.

Il est apparent que l'angle élémentaire dont tourne l'essieu directeur est égal à la rotation élémentaire du véhicule (essieu fixe), augmenté de l'accroissement élémentaire de l'angle de braquage. Il en résulte que si l'angle de braquage est invariable, les trajectoires de F et de D sont deux

cercles concentriques, ce qui apparaît d'ailleurs évident d'après la fig. de la page précédente. I est, en effet, fixe si l'angle de braquage est constant. Si r est le rayon de la trajectoire de F , celui de la trajectoire de D est $R = \sqrt{r^2 + e^2}$. L'angle de braquage constant correspondant est défini par $\sin \theta = \frac{e}{R}$ ou $\operatorname{tg} \theta = \frac{e}{\sqrt{R^2 - e^2}}$.

Si l'on connaît la trajectoire de F , il est très simple d'en déduire celle de D , puisque FD est toujours tangent à la trajectoire de F et que $FD = e$.



Généralement, c'est le mouvement de D qui est directeur. Cette question théorique intéressante sort des limites utiles du cours.

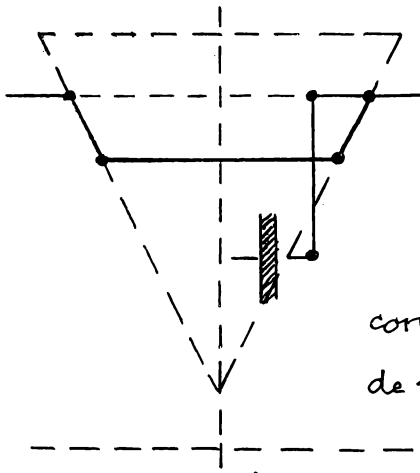
Dans les cas pratiques où cette étude devrait se faire, l'ingénieur peut utiliser la méthode approximative ci-après: La trajectoire de D est DD' . La position initiale du véhicule est $F_1 D_1$. On envisage sur DD' plusieurs positions successives D_2, D_3, \dots, D_n assez rapprochées du point D . On détermine les points F_2, F_3, \dots, F_n sur $D_1 F_1, D_2 F_2, \dots, D_{n-1} F_{n-1}$ tels que:

$$D_2 F_2 = D_3 F_3 = \dots = D_n F_n = e.$$

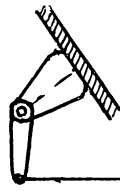
La ligne brisée $F_1 F_2 F_3 \dots F_n$ représente la trajectoire de F avec une suffisante approximation.

Comme résultat utile de cette étude, il convient de noter que, lorsque l'essieu directeur suit une trajectoire droite et que l'angle de braquage maximum est de 30° , l'essieu fixe rejoint pratiquement cette trajectoire droite après un parcours qui n'est pas supérieur à 2,20 e.

Le dispositif de direction des voitures automobiles ne satisfait pas aux conditions d'un virage sans glissement. Pour cela, il faudrait que les prolongements des axes des fusées se coupent toujours en projection horizontale sur l'alignement de l'essieu arrière. En fait, cette condition n'est réalisée que pour une seule position des roues, correspondant à un angle de braquage moyen de 30 à 35° . L'inclinaison du levier de commande des fusées est déterminée en conséquence. Pour toutes les autres valeurs de l'angle de braquage, il y a des glissements de roues. Anciennement, on réa-



lisait la condition de Jeandeaud, d'après laquelle les prolongements des leviers de fusées doivent se couper au centre de l'essieu arrière. Cette

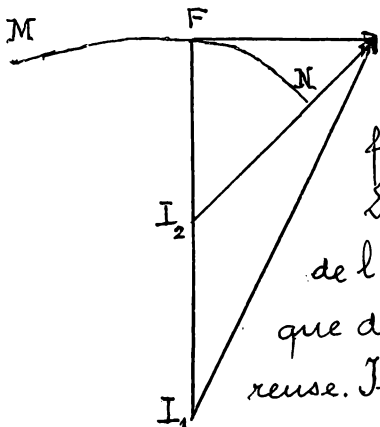


condition correspond à une valeur particulière de l'angle de braquage correct. Pratiquement, le point de convergence est toujours voisin

du milieu de l'essieu arrière.

§ 6. Effet d'une variation brusque de courbure de la trajectoire du véhicule.

La trajectoire de F est l'enveloppe de FD; il n'en est pas de même de celle de D. Si la trajectoire de F présente une variation brusque de courbure, il en résulte un jarret dans la



trajectoire de D, donc une variation brusque et finie de l'angle de braquage. Cela ressort suffisamment de la figure ci-contre.

Sauf à très faible vitesse, une variation brusque de l'angle de braquage est impraticable. Elle provoque des dérapages des roues avant et est très dangereuse. Il en résulte que, pratiquement, l'angle de braquage

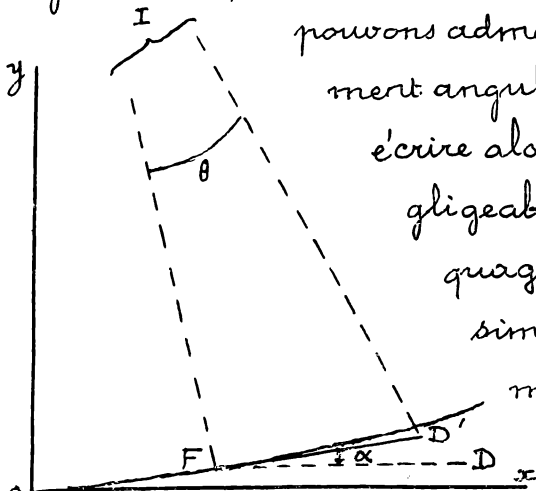
doit varier progressivement. L'essieu F s'écartera donc de la trajectoire prévue MN pour décrire une courbe à variation continue de courbure. Si MN est l'axe de la partie de la chaussée réservée aux véhicules circulant dans le sens considéré, F s'écartera de cet axe et empiètera sur les zones voisines de la chaussée affectée à d'autres usages, d'où risque de collision et nécessité de surlargeur.

Pour cette raison, il est nécessaire d'éviter des changements brusques de courbure sur les routes importantes à trafic rapide. Il faut pour cela relier les alignements droits aux courbes et les courbes entre elles par des raccordements progressifs à variation continue de courbure.

§ 7. Raccordement progressif par arcs de parabole cubique.

Les raccordements progressifs ont beaucoup moins d'import-

tance pour les routes que pour les chemins de fer, le véhicule n'ayant pas de trajectoire imposée. Ils sont de faible longueur. Dans ces conditions, nous



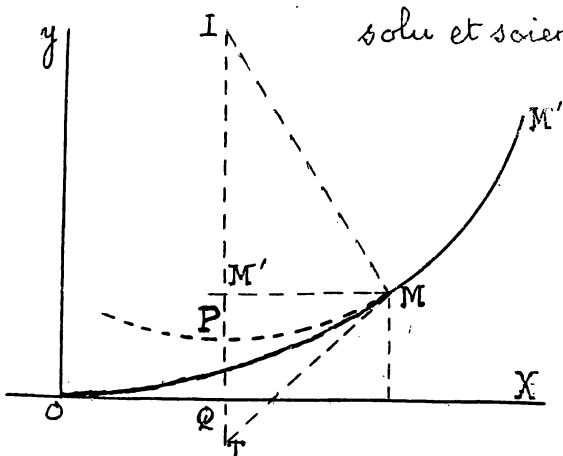
pouvons admettre que l'angle de braquage et le mouvement angulaire de l'axe FD sont très petits. On peut écrire alors : $\theta = \frac{\alpha}{\rho} = e \frac{d^2y}{dx^2}$, puisque $(\frac{dy}{dx})^2$ est négligeable par rapport à l'unité. L'angle de braquage θ doit varier progressivement. Le plus simple est de le faire varier proportionnellement au chemin parcouru que, suivant

les hypothèses faites, nous confondons avec l'abscisse. Donc : $\theta = \omega x = e \frac{d^2y}{dx^2}$, et $y = \frac{\omega x^3}{6e}$, la courbe partant de l'origine. Sa courbe de raccordement est donc une parabole cubique.

Il existe d'autres courbes de raccordement, plus parfaites et plus transcendantes (voir Cours de Géométrie de M. d'Ocagne).

§ 8. Tracé du raccordement progressif d'un alignement droit et d'un arc de cercle.

Supposons le problème résolu et soient O l'extrémité de l'alignement, M



l'origine de la courbe circulaire MM' de centre I. Le raccordement parabolique est OM, dont O est le point d'inflexion, OX la tangente en O et qui est osculatrice en M à MM'. En choisissant comme axes coordonnés la tangente OX au point d'inflexion

(abscisses) et la normale au même point (ordonnées), l'équation est :

$$y = kx^3,$$

d'où : $\rho = \frac{1}{\frac{d^2y}{dx^2}} = \frac{1}{6kx}$, d'après les hypothèses du § précédent.

En appelant L, la longueur du raccordement, on a donc, au point M :

$x = L$, $\rho = r = \frac{1}{6kL}$ d'où $k = \frac{1}{6rL}$, r étant le rayon de la courbe circulaire.

L'équation de la parabole cubique est donc : $y = \frac{x^3}{6rL}$

L'ordonnée du point de contact M est $y_1 = \frac{L^2}{6\tau}$.

Selon la propriété connue de la parabole cubique, la sous-tangente est égale au tiers de l'abscisse. L'abscisse du centre de courbure est :

$$f = x - \rho \frac{dy}{dx} = \frac{x}{2};$$

donc la moitié de l'abscisse correspondante de la courbe. Donc, l'abscisse de I est $\frac{L}{2}$.

L'ordonnée de I est $\eta = \tau + PT - TQ$.

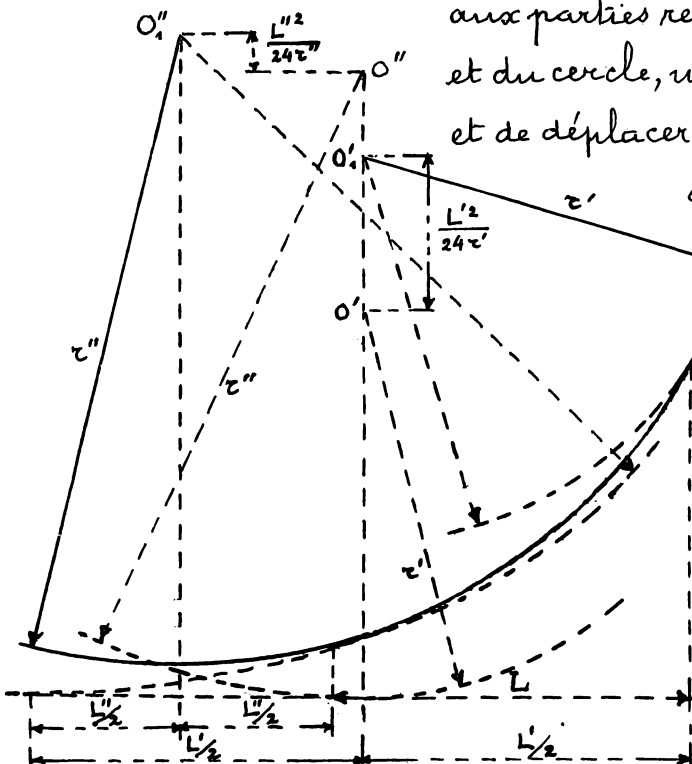
Or, $TQ = \frac{y_1}{2} = \frac{L^2}{12\tau}$ et $2\tau \cdot PT = \frac{L^2}{4}$; d'où : $PT = \frac{L^2}{8\tau}$. Donc :

$$\eta = \tau + \frac{L^2}{24\tau},$$

ou encore $\eta = \tau + M'Q - M'P = 2\tau \frac{L^2}{6\tau} - M'P$. Or, $2\tau \times M'P = \frac{L^2}{4}$, d'où : $M'P = \frac{L^2}{8\tau}$.

Donc, en l'absence de raccordement progressif, l'entrée en courbe se ferait en P. Le raccordement progressif a pour objet de substituer

aux parties respectives OQ et PM de la droite et du cercle, un arc de parabole cubique OM et de déplacer le cercle perpendiculairement à l'alignement droit d'une longueur $\frac{L^2}{24\tau}$ dans le sens de la courbure.



Le tracé est simple. Le centre du cercle est déplacé perpendiculairement à l'alignement droit de $\frac{L^2}{24\tau}$ dans le sens de la courbure. Le raccordement de la parabole cubique avec la droite se fait au point d'inflexion, à distance $\frac{L}{2}$ de la normale à l'alignement droit passant par le centre du cercle. Le raccordement avec l'arc de cercle se fait à distance $\frac{L}{2}$ de la même normale, du côté opposé.

§9. Raccordement progressif de deux arcs de cercles.

Pour permettre d'appliquer les principes précédents d'usage très simple, nous envisageons au point de contact des 2 arcs de cercle l'existence

d'un alignement droit infiniment court suivant la tangente commune. Nous traçons ensuite les raccordements de cet alignement droit avec chacun des 2 arcs de cercles en réalisant les conditions voulues pour que les deux courbes de raccordement appartiennent à une même parabole cubique.

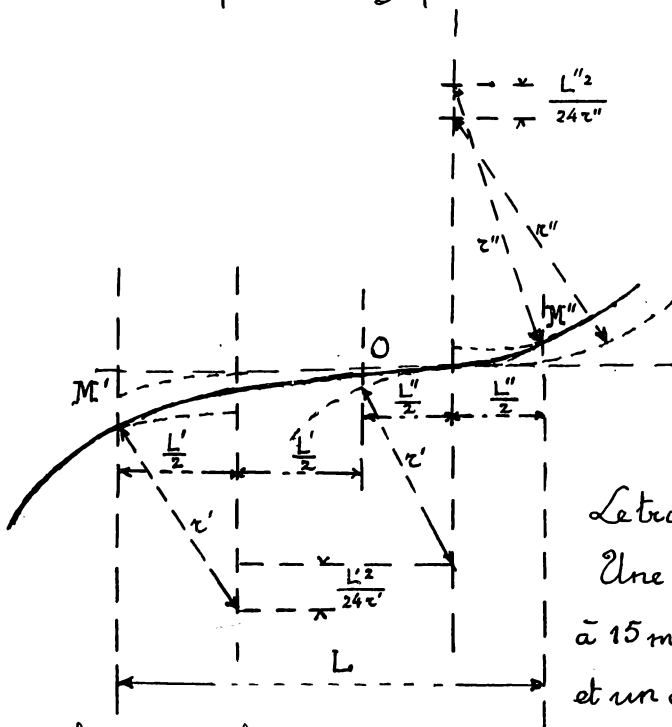
Soit L la longueur du raccordement de deux courbes de même concavité et de rayons r' et r'' et soit $r' < r''$. À partir du point d'inflexion de la courbe de raccordement avec la tangente commune primitive, il correspond au cercle de rayon r' une longueur d'arc L' et au cercle de rayon r'' une longueur $L'' < L'$. On a la relation $L = L' - L''$. Pour que la courbe de raccordement soit unique, il faut que

$$y = \frac{x^3}{6 r' L'} = \frac{x^3}{6 r'' L''} ;$$

donc : $\frac{L'}{L''} = \frac{r''}{r'}$, donc : $L' = L \frac{r''}{r'' - r'}$, $L'' = L \frac{r'}{r'' - r'}$,

et $y = \frac{x^3}{6 L \frac{r' r''}{r'' - r'}} = \frac{x^3}{6 L} \left(\frac{1}{r'} - \frac{1}{r''} \right)$

La construction de la courbe de raccordement est donc des plus simples, suivant l'exposé du § précédent.



Dans le cas du raccordement de deux courbes opposées, de rayons r' et r'' , les conditions deviennent $L = L' + L''$.

$$\frac{L'}{L''} = \frac{r''}{r'}$$
 , d'où $L' = L \frac{r''}{r' + r''}$,

$$L'' = L \frac{r'}{r' + r''}$$
 , et

$$y = \frac{x^3}{6 L \frac{r' r''}{r' + r''}} = \frac{x^3}{6 L} \left(\frac{1}{r'} + \frac{1}{r''} \right)$$

Le tracé se fait comme précédemment.

Une longueur de raccordement de 10 à 15 m. suffit entre un alignement droit et un arc de cercle et entre deux arcs de

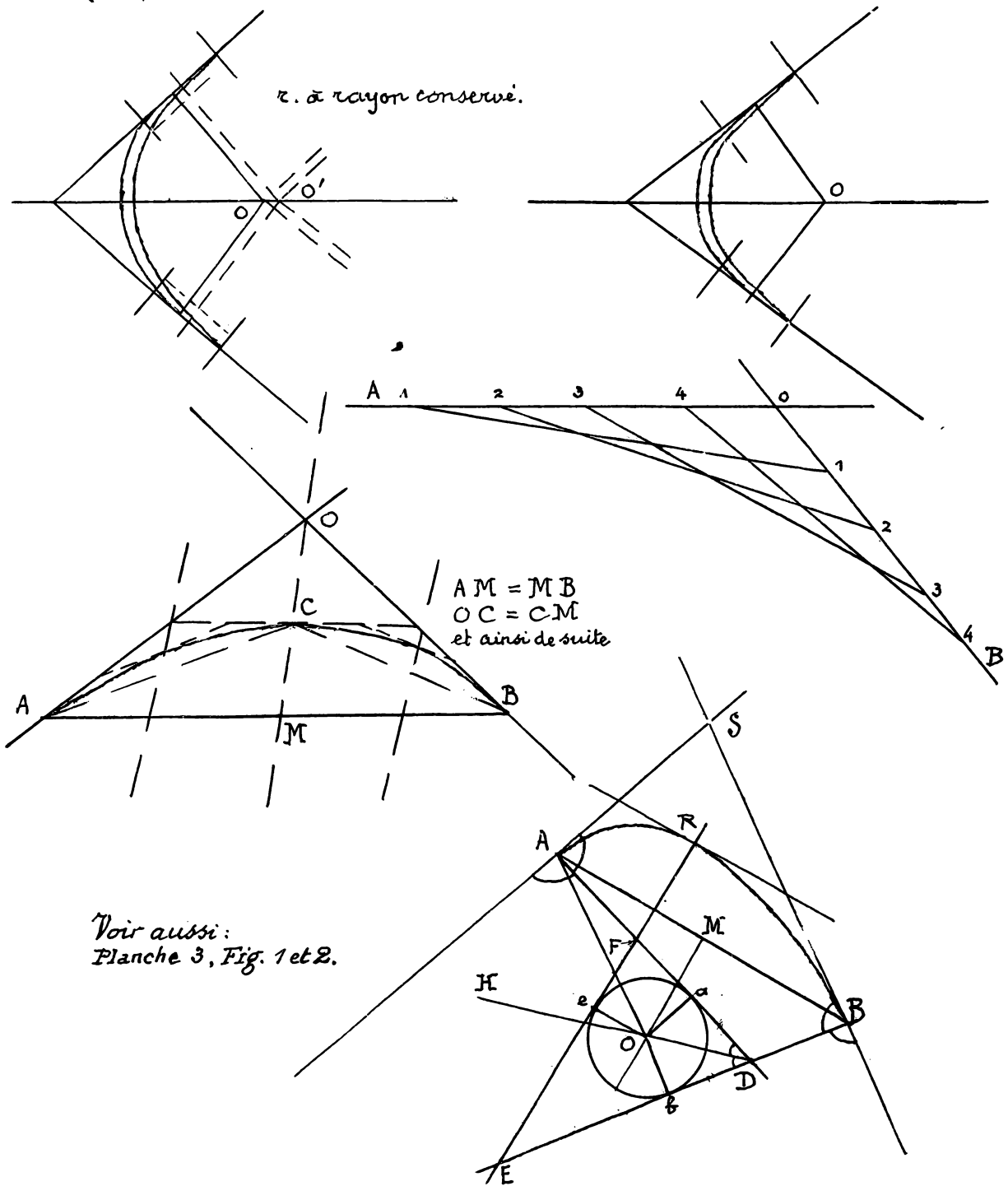
cercle de courbure concordante et de rayons différents.

Entre deux courbes circulaires opposées, il faut 30 m. pour la circulation rapide. Anciennement, on prescrivait d'intercaler des alignements droits entre deux courbes inverses ou de rayons différents. Mais ce tracé est à vrai

dire défectueux s'il n'est pas accompagné de raccords progressifs.

§10. Tracé des courbes. Pratiquement, les courbes sont généralement circulaires, plus rarement des paraboles du 2^d degré.

L'inscription d'une courbe circulaire de rayon donné entre deux alignements droits est une opération de géométrie élémentaire. Le centre du cercle se trouve sur la bissectrice de l'angle des deux alignements droits. Cette propriété se conserve si l'on insère entre les alignements droits et la



courbe deux raccordements progressifs identiques. Ces raccordements peuvent se faire en conservant le rayon de la courbe primitive (r . à rayon conservé), auquel cas le centre se déplace. Ou bien on conserve le centre primitif (r . à centre conservé), alors le rayon de la courbe diminue.

Pour les courbes paraboliques du second degré, on se sert de gabarits établis en vue de ne pas dépasser certaines limites de courbure ou bien on se donne a priori les longueurs de 2 segments de tangente à partir du sommet de l'angle. Il est très facile alors de trouver la direction diamétriale de cette parabole et, dès lors, d'en déterminer autant de points que l'on désire (voir fig. p. 37). Cette construction exacte est préférable à la construction approximative que l'on cite souvent et qui donne un tracé polygonal partout intérieur à la parabole.

Pour des raisons topographiques ou autres, il peut être utile de constituer la courbe par deux arcs de cercle de rayons différents. La construction est simple et permet une infinité de solutions. On choisit celle qui satisfait le mieux aux circonstances, compte tenu du rayon minimum. Soient SA et SB les segments de tangentes. Elevons en A et B les perpendiculaires à SA et SB qui se coupent en D. Soit O le point de rencontre de la médiane de AB et de la bissectrice externe DH et ADB. Traçons le cercle de centre O tangent en a et b à AD et BD. Comme, par construction, $AO = BO$, on a : $Aa = Bb$. Traçons la tangente en e au cercle, qui coupe AD en F et BD en E. Traçons un arc de cercle de centre E et de rayon EB qui coupe EF en R. On a :

$$Aa = AF + Fa = AF + Fe = Bb = BE - Eb = BE - Ee.$$

Donc : $AF = BE - Ee - Fe = ER - EF = FR.$

Donc le cercle de centre F et de rayon $FR = FA$ complète la courbe.

Donc le cercle abc est l'enveloppe du diamètre commun EF.

En outre, on voit facilement que l'enveloppe de la tangente commune est un cercle concentrique tangent à SA et SB et que le lieu du point de contact R est un cercle concentrique passant par A et B.

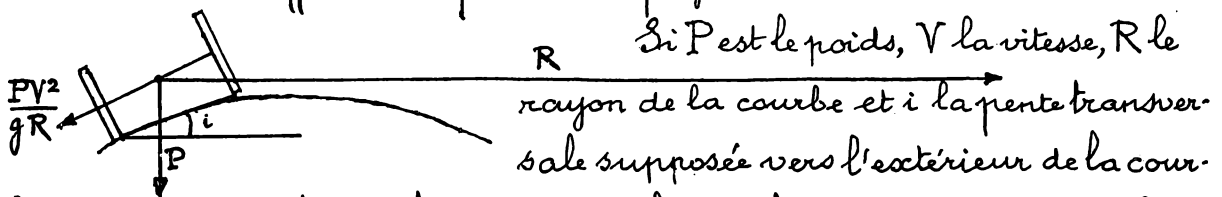
Lorsque $SA = SB$, le cercle eab se réduit à son centre, la courbe ne peut appartenir qu'à un seul cercle. Le raccordement à deux cercles correspond donc

à $SA \neq SB$. Le rayon FR augmente lorsque l'angle REB diminue. La différence des 2 rayons est minimum lorsque FE est perpendiculaire à DH . Lorsque FE est perpendiculaire à SA ou SB , l'un des cercles est remplacé par 1 segment de droite, la courbe ne comporte qu'un arc de cercle.

Si l'on intercale en A, R et B des raccordements progressifs, les points de contact se déplacent. On prendra comme axe de départ la tangente commune et on procédera au tracé des raccordements en conservant les orientations des alignements droits. L'épure fera connaître les déplacements relatifs des centres et points de contact par rapport au sommet S de l'angle (voir planches).

§ 11. Limite inférieure des rayons des courbes. Il faut éviter les courbes de faible rayon et s'imposer une limite inférieure :
 pour réduire l'augmentation de l'effort de traction ;
 pour réduire les pertes de vitesse des automobiles ;
 pour réduire les effets de la force centrifuge et les tendances au dérapage ;
 pour réduire les surlargeurs à donner en courbe et aux raccordements ;
 pour améliorer la visibilité nécessaire à la sécurité de la circulation à grande vitesse.

Nous avons indiqué la possibilité du dérapage des roues avant, par modification brusque de l'angle de braquage. Le dérapage des roues arrière est un effet de la force centrifuge.



Si P est le poids, V la vitesse, R le rayon de la courbe et i la pente transversale supposée vers l'extérieur de la courbe, (voiture circulant à l'extérieur de la courbe sur une route à profil bombé), pour qu'il n'y ait pas dérapage, il faut que $Pf > \frac{PV^2}{gR} + Pi$, d'où $R > \frac{V^2}{g(f-i)}$ pour une vitesse donnée ou $V^2 < Rg(f-i)$ pour une courbe donnée.

Pour $i = 0,03$ et $V = 20 \frac{m}{s}$ ($72 \frac{km}{h}$), il faut $R > 151 m.$, lorsque $f = 0,30$.

La valeur de f est généralement supérieure mais, sur les routes unies pour automobiles et, en cas de pluie ou de crachin, f peut être notablement plus petit. Si $f = 0,10$, dans l'exemple précédent, il faut $R > 584 m. env.$

Les courbes de la route pour autos de Milan aux lacs italiens ont toutes,

sauf 4, des rayons supérieurs à 500 m. Le plus petit rayon est de 400 m. Ces limites sont élevées; elles peuvent être réduites si la route présente un dévers. Ainsi, pour $f = 0,10$, avec un dévers de 5%, la limite précédente peut être réduite à 272 m. Cependant, elle est encore de beaucoup supérieure aux rayons de 50 à 100 m. usités avant la traction automobile. Nous étudierons le dévers et les surlargeurs à propos des profils transversaux. Ces questions acquièrent une importance toute particulière dans la construction des autodromes.

La question de visibilité est très importante également; on n'en tient généralement pas assez compte.

Si, dans les formules indiquées pour le freinage, nous faisons $\frac{P}{P+P'} = \frac{2}{3}$, et $f = 0,38$ (béton ou asphalte gras), en négligeant $P'f$, par rapport à Pf , on obtient $\frac{Pf}{P+P'} = 0,255$ et la distance d'arrêt est, en palier,

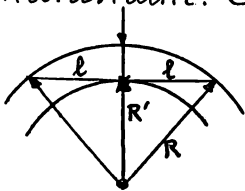
$$d = \frac{V^2}{0,510 \times 9,81 \times 3,6^2} = \frac{V^2}{65} \quad (d \text{ en m., } V \text{ en } \frac{\text{km}}{\text{h}}).$$

Donc, pour :

$V =$	32	40	64	80	96	$\frac{\text{km}}{\text{h}}$,
$d =$	16	25	65	101	145	m.

Ces chiffres concordent avec ceux de M. Herbert S. Swan de New-York (Bulletin AIPCR, n° 33, mai-juin 1924). D'après le même, ils se modifient pour l'asphalte et le béton sec en tenant compte de ce que $f = 0,54$, mais ils augmentent pour l'asphalte glissant, car $f = 0,06$. D'après cela, pour éviter les collisions, il faut assurer une visibilité d'au moins 100 m, de préférence 150 m. selon les Américains et M. Blouzek (Ech. St.).

Cette visibilité dépend de la nature des obstacles. Supposons la route bordée d'une forêt, de murs élevés ou d'un talus (déblai). La visibilité dépend du rayon de la courbe parcourue par le véhicule et de celui de l'obstacle, c'est-à-d. de la distance de l'écran à la voiture. Soit R le rayon de la courbe suivie par la voiture, b la largeur libre vers la concavité de la courbe au niveau des yeux du conducteur et $2l$ la visibilité minimum. On a : $l^2 = b(2R - b)$, d'où $R > \frac{l^2 + b^2}{2b}$ ou, approximati-



ment

$$R > \frac{l^2}{2b}.$$

Si $2l = 100 \text{ m}$ et $b = 3,00 \text{ m}$,

$$R > \frac{2500}{16} \text{ ou } 156 \text{ m.}$$

Certains font observer que c'est l'éclairage et la visibilité des obstacles pendant la nuit, qui doit être prise en considération. Toutes choses égales d'ailleurs, la visibilité devient plus réduite parce que les faisceaux lumineux des projecteurs sont tangentiels à la trajectoire. Il en résulte que certaines zones vers l'intérieur de la courbe ne peuvent être éclairées à longue distance. Les phares auxiliaires orientables dont sont munies certaines voitures sont très avantageux sous ce rapport. Si l'on admet que la voiture circulant à l'extérieur de la courbe doit éclairer la lisière concave à une distance l en avant de la voiture, b étant la demi-largeur totale de la route au niveau des phares, le rayon minimum de la courbe est: $R \geq \frac{l^2 - b^2}{2b}$. Si $l = 100$ m, $b = 8$ m, $R \geq 621$ m.

Cette limite est un peu élevée. Il faut tenir compte de la conicité des faisceaux lumineux, qui fait qu'une grande surface du sol est éclairée en avant de la voiture et qu'une partie du faisceau est inclinée vers l'intérieur de la courbe. D'autre part, il est évident que la prudence doit être augmentée la nuit.

Comme limites pratiques minima des rayons des courbes, on peut admettre 250 à 300 m. pour toutes les routes ordinaires importantes à trafic automobile rapide. Si le terrain est difficile, on peut diminuer selon les nécessités sans descendre en dessous de 100 m.

Pour les routes secondaires, selon l'importance, la limite sera comprise entre 100 et 50 m. On évitera, en tous cas, de descendre en dessous de la dernière limite.

Pour les routes d'automobiles, on envisage actuellement 500 à 600 m.

§ 12. Les rampes en courbe.

Lorsqu'une courbe est intercalée dans une rampe, elle ajoute son effet de ralentissement de la vitesse ou de réduction de la charge remorquable à celui de la rampe. Elle équivaut donc à une augmentation du pourcentage de cette dernière. En vertu du principe d'après lequel il faut éviter les grands écarts d'inclinaison, il est nécessaire de compenser l'influence de la courbe; on y arrive en réduisant la rampe sur toute la longueur de la courbe. Dans les lacets des routes de montagne, il ne faut pas dépas-

ser 0,02 alors qu'en alignement droit on peut aller jusque 0,07 à 0,08.

Dans les courbes de petit rayon, on réduira les pentes d'après la formule:

$$i' = \frac{R}{R_0} i,$$

dans laquelle i est la pente maximum, i' la pente réduite, en courbe de rayon $R < R_0$, R_0 le rayon de courbure au delà duquel il ne faut plus réduire i . On peut admettre $R_0 = 50$ à 100 m. (30 en France).

§ 13. Surlargeurs en courbe.

Le passage des véhicules en courbe de faible rayon exige une surlargeur. On peut procéder graphiquement à la manière de M. Limasset. L'axe courbe de la chaussée étant tracé, à une certaine échelle, sur un dessin, on détermine la trajectoire de l'essieu avant, l'essieu arrière décrivant l'axe de la courbe. Ensuite on effectue le tracé de la trajectoire de l'essieu arrière en supposant que l'essieu avant décrive l'axe de la chaussée. L'écart des 2 trajectoires indique, en chaque point, la surlargeur nécessaire qui est, en général, réalisée, par moitié, de part et d'autre de la largeur ordinaire. Il faut tenir compte éventuellement du timon et des véhicules spéciaux qui peuvent circuler dans la courbe (transport de bois en grumes).

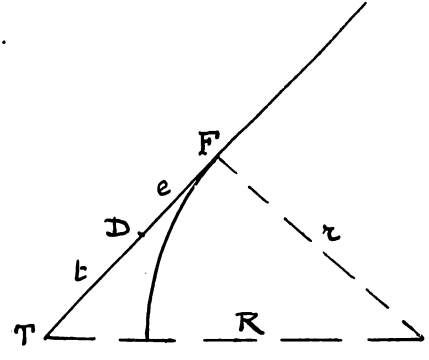
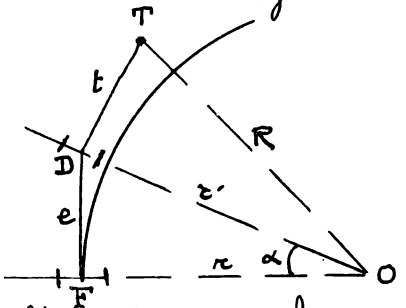
Ces surlargeurs ne sont nécessaires que dans les courbes de petit rayon et spécialement pour les véhicules à timons (traction animale), ainsi que pour les transports de grumes et les trains automobiles. D'après les dimensions courantes du charroi, la question des surlargeurs ne se pose guère pour les routes modernes ayant des rayons de courbe supérieurs à 50 m. Déterminer la largeur minimum nécessaire dans une courbe circulaire de petit rayon ou à l'entrée dans une telle courbe est un simple problème de géométrie élémentaire.

$$\text{On a: } r' = \frac{r}{\cos \alpha} = \sqrt{r^2 + e^2} \quad ; \quad R = \sqrt{r'^2 + t^2} = \sqrt{r^2 + e^2 + t^2}$$

Si l est la largeur hors tout de la voiture attelée, la largeur minimum nécessaire pour le passage du véhicule en courbe est $l + (R - r)$. Pour conserver la même aisance qu'en alignement droit, la surlargeur nécessaire est $R - r$.

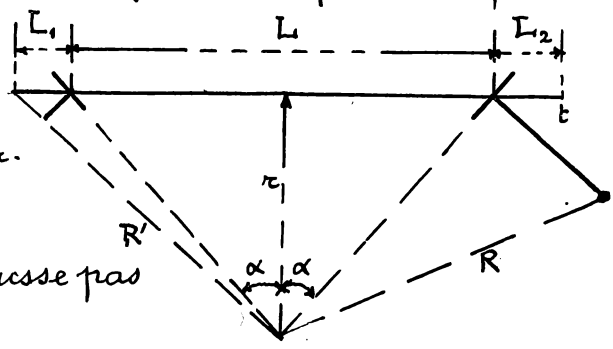
La limite minimum de r , pour un angle de braquage maximum

de 30 à 35° est $\kappa = \frac{e}{\text{tg } \alpha} = 1,75 e$ environ.



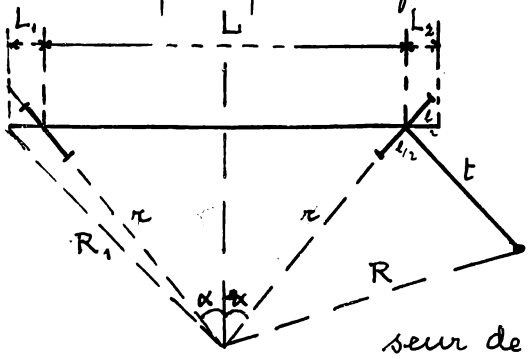
À l'entrée en courbe, $R = \sqrt{\kappa^2 + (e+t)^2}$, la sur largeur nécessaire pour le véhicule suivant l'intérieur de la courbe est $(R - \kappa)$. Pour un véhicule circulant à l'extérieur, le conducteur doit incliner l'attelage dès qu'il arrive à la courbe. Sa sur largeur correspond aux premières formules.

Pour le passage d'une quille sur 2 essieux orientables, les formules sont les suivantes.



Supposons que la quille ne puisse pas empiéter sur l'accotement.

Soit κ le plus petit rayon libre pour l'axe de la quille. On a :



$$R = \sqrt{\frac{L^2}{4} + t^2 + \kappa^2}, \text{ la limite de } \kappa \text{ est:}$$

$$\frac{L}{2 \text{tg } \alpha} \equiv 0,9 L_1$$

$$\text{Il faut que } R' = \sqrt{\kappa^2 + \left(\frac{L}{2} + L_1\right)^2} < R$$

La largeur minimum nécessaire est $\frac{L}{2} + R - \kappa + \frac{g}{2}$, g étant l'épaisseur de la quille.

Si la quille peut empiéter sur l'accotement, les roues peuvent en affleurer le bord. Alors :

$$R = \sqrt{\left(\kappa + \frac{L}{2}\right)^2 + t^2},$$

le rayon minimum est : $\kappa = L - \frac{L}{2}$.

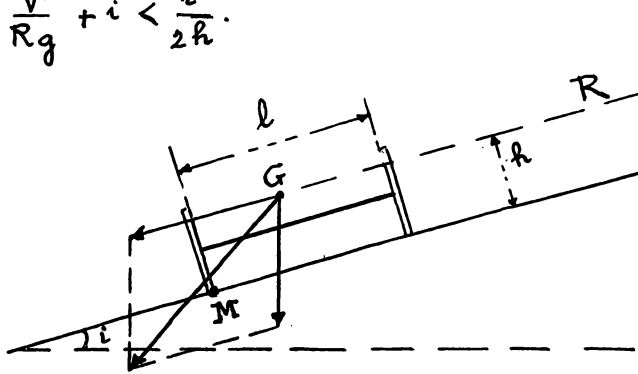
$$\text{Il faut encore que } R' = \sqrt{\left(\kappa + \frac{L}{2}\right)^2 - \frac{L^2}{4} + \left(\frac{L}{2} + L_1\right)^2} < R$$

La largeur minimum nécessaire est : $R - \kappa + \frac{L}{2}$.

§ 14. Surhaussement ou dévers en courbe.

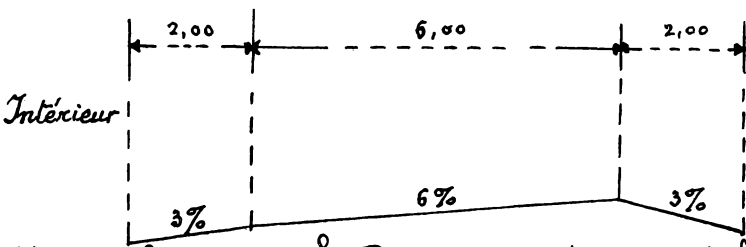
Nous avons vu que la force centrifuge peut produire le dérapage en courbe. Il tend surtout à se produire sur un profil bombé pour les voitures

circulant à l'extérieur de la courbe parce que la pente transversale agit dans le même sens que la force centrifuge. Sa sécurité au dérapage est accrue en donnant au profil un dévers en courbe vers le centre, ainsi que nous l'avons déjà montré. La force centrifuge tend aussi à provoquer le renversement de la voiture, surtout dans la partie extérieure d'une courbe à profil bombé. Sa sécurité exige que $\frac{hV^2}{Rg} + hi < \frac{l}{2}$ ou $\frac{V^2}{Rg} + i < \frac{l}{2h}$.



La condition de sécurité au dérapage est $\frac{V^2}{Rg} + i < f$. $\frac{l}{2h}$ est généralement supérieur à f ; ce rapport est voisin de 1. Le danger de dérapage est donc supérieur au danger de renversement.

Cependant, par l'effet des forces d'inertie, le renversement suit fréquemment le dérapage. On peut considérer en moyenne $f = 0,30$, ce qui correspond à des revêtements unis boueux. Il est évident que, lors que la route est glissante, ($f = 0,10$), il faut réduire la vitesse.

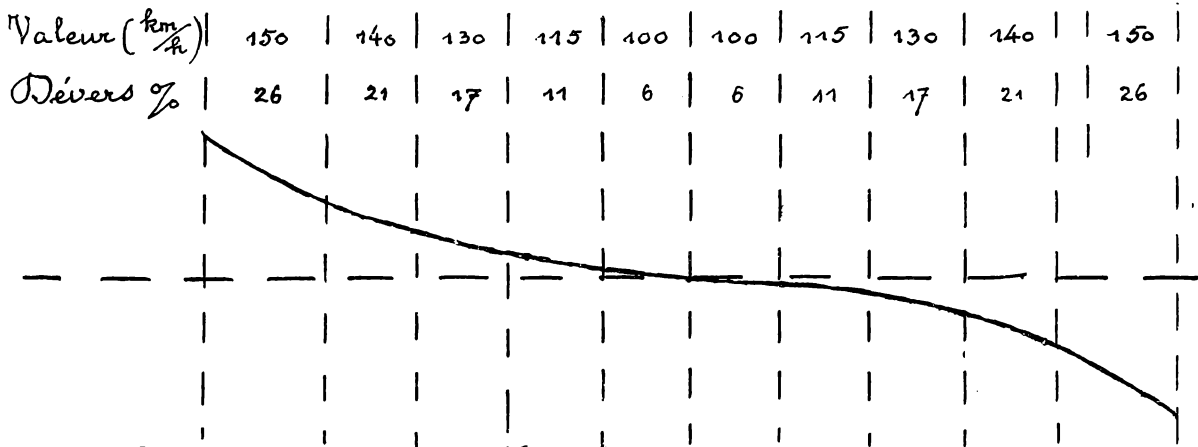


Dans les routes ordinaires, on donne aux courbes un dévers uniforme atteignant jusque 6%

d'après le rayon. Si $R = 100$ m. et $i = 0,06$, la vitesse maximum sans danger de dérapage ($f = 0,30$) est $v = 18,8$ m/s ou $v = 66$ km/h.

Pour les routes très larges, spécialement réservées aux automobiles, ainsi que dans les virages d'autodromes, on peut adopter un dévers variable, donnant un profil en S, dont le type (page suivante) est extrait du rapport de M. Hblouszek (de Prague) au 4^e congrès de la route à Séville (1923). Il correspond à $R = 500$ m. et $f = 0,10$.

Le profil surhaussé règne sur tout le développement de la courbe. Il se raccorde progressivement au profil normal dans les raccordements à courbure progressivement variée.



§ 15. Quelques particularités relatives aux routes de montagnes. (d'après l'Instruction ministérielle française du 13.12.20 - Voir pl. 2, fig. 1)
 Déclivité maximum 8%, réduite à 5% dans les courbes de rayon inférieur à 30 m. Longueur maximum des rampes limitées : 1000 m. Largeur (minimum) en alignement : 5,00 m.

Quand le rayon de courbure est inférieur à 30 m, on ajoute une sur-largeur, du côté extérieur, qui atteint 1 m. pour un rayon de 15 m. Dans tous les cas où le rayon sur l'axe est inférieur à 30 m., on effectue des raccordements progressifs. Les lacets et courbes de petit rayon s'effectuent selon le tracé en boucle ci-dessus.

Le rayon minimum extrême de la courbe DE du tournant est 8.00. Les courbes CD et EF ont une courbure progressive. Leur longueur minimum est 10.00; de préférence 12 ou 15 m. Sur largeur de 1,50 m. sur tout le développement de DE et jusqu'à 4,60 m. de part et d'autre sur les raccordements progressifs. Le surhaussement doit réaliser un dévers uniforme de 5% dans l'étendue de la courbe DE et il devient nul en C et F par transition progressive. En alignement droit, le bombement est très faible. Pour améliorer la visibilité, dégager les obstacles à la vue.

Chapitre III

Etude des actions des véhicules sur les revêtements de routes.

§ 1. - Actions normales.

Nous avons étudié antérieurement l'action des revêtements sur les véhicules qui se manifeste par des résistances au mouvement de ces derniers. Inversement, les véhicules exercent sur les routes des actions qui en dégradent les revêtements. Les actions normales sur une route d'inclinaison $i = \text{tg } \alpha$ sont, pour chaque essieu : $N = P \cos \alpha$, ou, en admettant $\cos \alpha = 1$, $N = P$.

On rapporte cette réaction à la largeur des jantes ou bandages. Si cette largeur est e pour chaque roue, la pression moyenne par centimètre de largeur est $\frac{N}{2e} = \frac{P}{2e}$.

Ces formules ne tiennent pas compte de l'action des ressorts, que nous examinerons à part.

Dans le cas des camions automobiles notamment, il faut tenir compte de l'augmentation de pression sur les roues arrière en mouvement sur rampe et avec charge remorquée, d'après les formules de M. Haavman. Elles sont généralement accrues en courbe et dans les ruptures de pente en cuvettes lorsque la vitesse est grande (en courbe sur la roue extérieure, en cuvette sur les deux roues).

Les actions normales agissent sur les revêtements par pression superficielle (empreintes dans les routes molles), par écrasement superficiel (charroi lourd sur bandages métalliques), par percussion, qui augmente encore les effets des actions normales; par défoncement des routes à fondation insuffisante ou dont le sous-sol est mauvais (morécageux). Il est certain qu'il faut les limiter.

Les conclusions du 4^e Congrès International de la Route à Séville, en 1923, ont renouvelé celles du 3^e Congrès à Bruxelles, qui ont été mises en vigueur par de nombreux pays.

La limite supérieure de $\frac{N}{2e}$ ou pression par cm de largeur de jante

pour l'essieu le plus chargé est $150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$ pour les roues d'un diamètre inférieur à 1,00 m. et résulte de la formule :

$$C = 150 \sqrt{d}$$

pour les roues d'un diamètre d (exprimé en m.) supérieur à 1 m. (C en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}}$). Les pressions superficielles dépendent des surfaces d'empreinte et de la forme du bandage ; elles sont peu élevées pour les bandages élastiques (fig. 4, pl. 1).

Le rapport précité de M. Haarmann montre que les camions automobiles en mouvement peuvent dépasser cette limite de 20 à 40%, notamment à cause des pressions additionnelles résultant de la traction. Cette remarque est importante et montre que les camions automobiles fatiguent beaucoup les routes par actions normales. Les tracteurs à trains remorqués sont très avantageux, par contre, à ce point de vue.

C'est pour résister aux actions normales, qu'on a proposé de munir les routes de bandes de roulement particulièrement solides, p. ex, métalliques, destinées à répartir ces actions sur une largeur suffisante de terrain. Les intervalles sont alors revêtus assez sommairement (couche de gravier, pavage grossier, dalles). Ce système présente beaucoup d'inconvénients, surtout celui de la fixation de la voie ; il ne convient pas pour une circulation importante et il n'est qu'exceptionnellement employé (certaines rues de villes d'Italie du Nord sont ainsi construites, notamment à Milan, Côme, Vérone. Les plaques de roulement sont en granit et ont 75 cm. de largeur sur 20 cm d'épaisseur. L'intervalle est grossièrement pavé au moyen de galets), (fig. 7, pl. 10).

Ce dispositif est parfois employé sur les ponts - routes, notamment en béton (chemin de roulement en béton) ou métalliques (chemin de roulement en plaques de fonte ou d'acier). Il procure l'avantage d'un roulement plus doux, réduction des chocs et fixation du chemin des charges mobiles, toutes circonstances favorables à la sollicitation des parties portantes.

Les actions normales sont les actions les plus importantes dans le charroi hippomobile.

§2.. Les actions tangentielles sont importantes surtout dans les voitures automobiles; ce sont elles qui dégradent le plus les routes.

La formule la plus générale de la force tangentielle exercée par les roues motrices sur une route est, si \mathcal{L} est le poids total :

$$T = \frac{\mu}{\varepsilon} - P f_1 - \omega \frac{Y}{g} \frac{K^2}{r^2} = \mathcal{L} \left(i + \frac{Y}{g} \right) + P' f_1 + \omega' \frac{Y}{g} \frac{K'^2}{r^2} + A.$$

La signification des termes $\mathcal{L}i$ et $P'f_1$ est bien connue, ainsi que celle du terme A .

Ainsi, sur une rampe de 5%, le terme $\mathcal{L}i$ est :

a) pour une voiture de tourisme de 1500 kg: 75 kg,

b) " un camion de 10 T au total: 500 " .

Sur une route en bon macadam $f_1 = 0,03$, le terme $P'f_1$ vaut :

pour a) $0,03 \times 600$ 18 kg,

" b) $0,03 \times 2000$ 60 " .

Le terme dû à la résistance de l'air n'est pas très important. Si la voiture a) marche à $72 \frac{\text{km}}{\text{h}}$, soit $20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$, et possède un maître couple de 2 m^2 :

$$A = 0,08 \times 2 \times 400 = 64 \text{ kg}.$$

Pour les camions automobiles, à cause de la faible vitesse, A est négligeable.

Les accélérations ou les démarrages peuvent développer des efforts tangentiels considérables. Pour augmenter la vitesse de $1 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ ($3,6 \frac{\text{km}}{\text{h}}$), l'effort tangential nécessaire

pour la voiture a) est $\frac{1500}{9,81} = 153 \text{ kg}$;

" " " b) $\frac{10000}{9,81} = 1020$ " .

Ces efforts, même pour une faible augmentation de vitesse, sont donc fortement supérieurs à ceux dus aux efforts de traction, à l'effet des pentes et à la résistance de l'air. Encore avons-nous négligé dans ces calculs le terme de l'accélération angulaire des roues avant, qui est faible vis-à-vis de celui relatif au véhicule entier (2% environ).

Mais ce n'est pas tout. Nous avons vu que les voitures, surtout celles de tourisme à grande puissance, peuvent patiner, même pour des valeurs de f voisines de 0,50. Déjà, pour une valeur plus modérée, telle que $f = 0,30$, le patinage de la voiture :

a) donne lieu à un effort tangential $T = P f = 0,30 \times 900 = 270 \text{ kg}$.

plus élevé que tous les autres considérés jusqu'à présent. En cas de freinage, l'effort tangentiel prend la même valeur; la limite de T est, en tout cas, Pf. Elle est très élevée: pour la voiture a) 540 kg. environ;
 " " " b) 4800 kg.

En cas de patinage, la vitesse des roues motrices s'accélère et les jantes exercent sur le revêtement un véritable meulage.

§3. Actions transversales.

Nous avons examiné les actions transversales:

1) Dérapiage des roues avant par suite d'une modification brusque de l'angle de braquage, qui se traduit par un frottement de glissement des roues avant sur le sol.

2) Dérapiage des roues arrière en courbe sous l'effet de la force centrifète qui donne lieu à un glissement transversal des roues arrière.

Les valeurs des actions transversales précitées sont aisées à calculer, elles peuvent être élevées. Elles se composent éventuellement avec les actions T longitudinales et donnent une résultante rayante qui peut être élevée.

§4. Influence des discontinuités et aspérités de la chaussée et de ses déformations.

Les formules précédentes supposent que la chaussée est unie. Cette condition est très suffisamment réalisée par certains revêtements modernes en bon état. Les revêtements anciens: empièvements et pavages, ne la réalisent pas; il en résulte des contraintes supplémentaires, tant sur le véhicule que sur la route.

Sur une chaussée unie, le mouvement de roulement s'effectue par déplacement continu du centre instantané de rotation, qui est le point de contact de la roue et du sol. Sa vitesse angulaire est $\frac{V}{r}$ (V = vitesse de translation, r = rayon de la roue). Sur une chaussée non unie, présentant des discontinuités (joints de pavages) ou des aspérités (têtes de chat, plaques), le centre instantané de rotation passe brusquement d'une position à une autre à distance finie et donne lieu à un choc accompagné d'une perte de vitesse. La perte de force vive est proportionnelle à la différence des carrés des vitesses initiales et finales. Comme elles sont liées par des relations

géométriques simples résultant de la forme des discontinuités ou obstacles, on peut écrire que la perte de force vive totale est :

$$\frac{\alpha}{2} \frac{q}{g} \frac{V^2}{c^2}, \quad (\alpha \text{ a comme dimension: } l^2),$$

q étant le poids total des parties non suspendues du véhicule ($q = P$ si le véhicule n'a pas de suspension).

Il naît une résistance supplémentaire, égale et opposée à une réaction tangentielle q des roues motrices sur le sol telle que, si L est le chemin parcouru :

$$q L = \frac{\alpha}{2} \frac{q}{g} \frac{V^2}{c^2},$$

d'où :

$$q = \frac{\beta}{2} \frac{q}{g} \frac{V^2}{c^2}, \quad (\beta \text{ a les dimensions d'une longueur})$$

avec $\beta = \frac{\alpha}{L}$.

β est le coefficient de discontinuité ou de rugosité ; il dépend du nombre et de la dimension des discontinuités et rugosités pour une longueur donnée ; il peut donc varier d'une section à une autre d'une même route et dépend de l'état du revêtement. Ces termes augmentent rapidement avec la vitesse ; ils peuvent augmenter sensiblement la valeur de f_1 , surtout avec des bandages rigides. Ils sont relativement importants pour les véhicules non suspendus à traction animale. Les bandages pneumatiques, par leur élasticité, absorbent une grande partie des pertes de force vive, selon l'expression consacrée, « ils boivent l'obstacle ». Ils atténuent donc fortement les effets des discontinuités et aspérités et les réactions correspondantes ne peuvent plus être considérées comme proportionnelles au carré de la vitesse.

Il en résulte que les réactions tangentielles des véhicules automobiles sur la route, dues aux chocs mêmes ne sont pas comparables à celles dues aux accélérations, patinage et freinage. (D'après la formule de Boramé et Julien, le coefficient de traction est à peu près quadruplé pour une vitesse de 100 $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ d'une voiture automobile).

Les effets destructeurs ne peuvent être appréciés d'après les réactions moyennes dues aux chocs, mais plutôt d'après les effets combinés des réactions instantanées pendant et après la période du choc et d'après les déformations de la surface de la route, qui en résultent.

Les effets sont les suivants pour une roue motrice :

Lorsque la roue aborde un obstacle, il se produit un choc, c'est-à-dire une action de courte durée mais intense, qui tend à rejeter l'obstacle vers l'avant, à le déchausser. Aussitôt après, la roue, ayant franchi l'obstacle, l'effort tangentiel, - généralement élevé à cause de l'accélération consécutive à la perte de vitesse ou au bondissement de la roue, tend à chasser violemment l'obstacle vers l'arrière. Ces efforts alternés et répétés ont pour effet de disloquer les constituants de la surface de la route. L'arrache résulte du patinage ou des efforts tangentiels élevés, de la succion des pneumatiques, actions qui tendent toutes à faire disparaître les fines matières d'agrégation. La chaussée étant ainsi rendue discontinue, les chocs se produisent et forment ces flaques rondes caractéristiques de la circulation automobile, appelées rids de poule. Les matériaux en sont rejetés au loin sur la route où la circulation les écrase. En cas de circulation intense, lorsqu'une section est très attaquée, l'entretien ne parvient plus à maîtriser cette situation et la route devient rapidement chaotique; il faut renouveler complètement le revêtement.

Les roues non motrices ont des effets moins destructeurs. Après le premier choc, agissant vers l'avant, l'action de l'effort tangentiel, réduit d'ailleurs, s'exerce dans le même sens. Il n'y a pas dislocation; un caillou descellé par le choc n'est pas arraché vers l'arrière; les flaques spéciales ne se produisent pas avec de telles roues, donc non plus avec les voitures à traction animale.

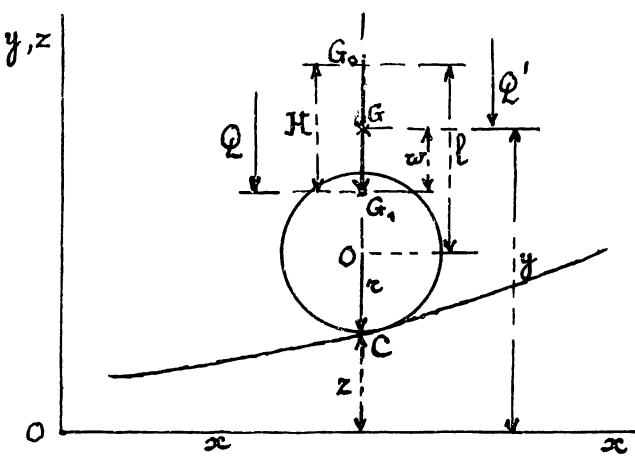
Les efforts les plus à craindre de la circulation automobile sont donc surtout les actions tangentielles, très élevées pour les camions très lourds et lors du patinage des voitures rapides. C'est l'origine du processus de destruction. Les actions des chocs, qui naissent ensuite, provoquent la dislocation des éléments et la formation des rids de poule. Les fortes charges et les grandes vitesses sont principalement dangereuses, mais les premières plus encore que les secondes. Les camions lourds ruinent plus les routes que les voitures rapides.

Il faut craindre aussi les surfaces de roulement molles (asphalte en été, tarmacadam avec excès de goudron), dans lesquelles les roues lais-

sent des empreintes. Il en résulte tout d'abord une augmentation sensible de l'effort de traction, dont on peut établir une formule assez spéciale (Voir Eugène Lemaître, Cours de routes, p. 33 à 35). Mais elle ne présente pas d'intérêt pratique et l'augmentation de l'effort tangentiel qui en résulte n'est pas caractéristique de l'effet sur les routes.

Les empreintes subsistent et s'approfondissent, donnent lieu à des chocs, le revêtement se plisse et finit par se disloquer.

§ 5. Effets de la suspension. - La suspension diminue les chocs; elle ménage donc le véhicule et la chaussée et diminue le tirage. La flexibilité des ressorts dépend de la charge et des irrégularités de la chaussée, c'est-à-dire des dénivellations à franchir.



Appelons H la flexion du ressort à l'état statique sous la charge Q ; $H - \omega$ une flexion instantanée quelconque et Q' la force correspondante du ressort.

D'après les lois de l'élasticité

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H - \omega}{H}$$

$$Q' = \frac{Q}{H}(H - \omega) = k(H - \omega) = Q - Q \frac{\omega}{H}$$

Recherchons l'équation générale du mouvement d'un essieu suspendu, suivant, dans le plan vertical, une trajectoire courbe quelconque.

$$z = f(x).$$

Soit O le centre de la roue qui touche la courbe en C . Donc $OC = r$. Soit G_0 la position du centre de gravité de la partie suspendue lorsqu'elle est soulevée de manière que la flexion et la charge du ressort soient nulles et désignons OG_0 par l . Soit $G_0G_1 = H$, la flèche statique.

La position instantanée de ce centre de gravité G est telle que son ordonnée est $y = z + r + l - H + \omega$.

A l'état statique $y_1 = z + r + l - H$ ($\omega = 0$) (position G_1).

Supposons que l'essieu se meuve avec une vitesse uniforme V , donc :

$$x = Vt.$$

L'équation des quantités de mouvement du point G projetée sur

$$\frac{Q}{g} d \left(\frac{dx + d\omega}{dt} \right) = \frac{Q}{g} \left(\frac{d^2z}{dt^2} + \frac{d\omega}{dt^2} \right) dt = \frac{Q}{g} \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 \left(\frac{d^2z}{dx^2} + \frac{d^2\omega}{dx^2} \right) dt =$$

$$= \frac{V^2 Q}{g} \left(\frac{d^2z}{dx^2} + \frac{d^2\omega}{dx^2} \right) dt = \left[-Q + \frac{Q}{H} (H - \omega) \right] dt$$

d'où
$$\frac{d^2z}{dx^2} + \frac{d^2\omega}{dx^2} + \frac{\omega g}{V^2 H} = 0$$

Le même théorème s'applique à la roue; en appelant q le poids de la partie non suspendue et N la réaction du sol sur la roue, donne:

$$\frac{V^2 q}{g} \frac{d^2z}{dx^2} dt = \left[N - q - \frac{Q}{H} (H - \omega) \right] dt,$$

d'où:
$$N = Q + q - \frac{Q}{H} \omega + \frac{q V^2}{g} \frac{d^2z}{dx^2}.$$

Pour que la roue ne quitte pas le sol, comme le supposent les équations, il faut $N > 0$. N diminue quand ω augmente. Remarquons que $\frac{d^2z}{dx^2}$ est indépendant de ω et ne dépend que du profil de la route (c'est sa courbure, puis que l'inclinaison est toujours très petite).

Si la chaussée est en pente uniforme, donc à profil rectiligne, $\frac{d^2z}{dx^2} = 0$ et les équations deviennent:
$$\frac{d^2\omega}{dx^2} + \frac{\omega g}{V^2 H} = 0,$$

$$N = Q + q - \frac{Q}{H} \omega.$$

L'intégrale de la 1^{ère} équation est de la forme:

$$\omega = A \cos \frac{x}{V} \sqrt{\frac{g}{H}} + B \sin \frac{x}{V} \sqrt{\frac{g}{H}}.$$

Posons: $\frac{1}{V} \sqrt{\frac{g}{H}} = \frac{\pi}{a},$

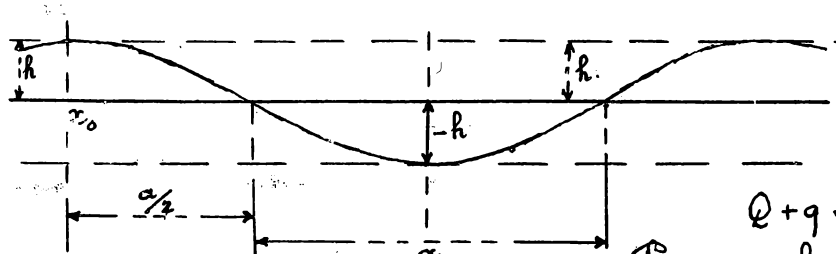
$$\omega = A \cos \frac{\pi x}{a} + B \sin \frac{\pi x}{a}.$$

Posons: $A = h \cos \frac{\pi x_0}{a}; B = h \sin \frac{\pi x_0}{a};$ on obtient:

$$\omega = h \cos \frac{\pi (x - x_0)}{a}.$$

Donc, ω oscille autour de la position G_1 de l'équilibre statique, la demi-amplitude est h et la demi-longueur d'onde est a (car $\omega = 0$ pour $\frac{(x - x_0)}{a} = \frac{(2k+1)\pi}{2}$, donc $x = x_0 + \frac{a}{2} + k a$)

Si \mathcal{E} est la durée d'une demi-oscillation, $a = V \mathcal{E} = \pi V \sqrt{\frac{H}{g}}$, donc $\mathcal{E} = \pi \sqrt{\frac{H}{g}}$.



La réaction N oscille entre deux valeurs extrêmes:

$$Q + q - \frac{Qh}{H} \text{ et } Q + q + \frac{Qh}{H}.$$

Pour que la roue ne quitte pas le sol, il faut que:
$$Q + q - \frac{Qh}{H} > 0 \text{ ou } H > \frac{Q}{Q+q} h.$$

Lorsque G ne dépasse pas la limite G_0 du ressort totalement détendu, il faut que $H > h$.

Lorsqu'il n'y ait pas patinage lors de la décharge du ressort, il faut que $H > h$.

Or $T = P'f_1 + \mathcal{E}i$ en supposant le mouvement uniforme et négligeant la résistance de l'air. En remarquant que $Q + q = \mathcal{E}$, on trouve :

$$H > h \frac{1}{\frac{\mathcal{E}}{Q} \left(1 - \frac{i}{f}\right) - \frac{P'f_1}{Qf}}$$

En supposant $\frac{\mathcal{E}}{Q} = \frac{4}{3}$, $\frac{P'}{Q} = \frac{1}{2}$, $\left(\frac{P'}{\mathcal{E}} = \frac{3}{8}\right)$

$i = 0,09$, $f_1 = 0,03$ et $f = 0,30$ (hypothèse défavorable),

on trouve :

$$H > 1,13 h.$$

Pour tenir compte des imprécisions, il est bon de prendre $H \geq 2 h$.

Remarquons que \mathcal{E} et a sont indépendants de h , mais ne dépendent que de H et V ; h est déterminé dans chaque cas d'oscillation par les circonstances initiales, en d'autres termes, par l'impulsion, le choc qui donne naissance aux oscillations.

À titre d'exemple, considérons la chute brusque de la roue, d'une hauteur h , par exemple, dans le fond d'une flèche. Nous supposons qu'il n'y ait pas d'oscillation préalable et nous prenons $x_0 = 0$.

Pour $x = x_0 = 0$, le ressort est détendu de h et

$$\omega = h.$$

Il en résulte que : $\omega = h \cos \pi \frac{x}{a}$.

L'amplitude totale de l'oscillation est $2 h$.

La réaction est minimum pour $\omega = h$, naturellement, le danger de patinage est donc plus grand au point de chute, d'autant plus qu'il se produit des accélérations de la roue.

Si c'est une saillie de hauteur h que rencontre brusquement la roue, il suffit de transformer h en $-h$ dans le calcul précédent. Le danger de patinage est le plus grand pour $\cos \frac{\pi x}{a} = -1$, d'où $x = (2K+1) a$, donc surtout à distance a au delà de la saillie.

Lorsqu'une saillie succède à une chute (entrée et sortie d'une flèche), les amplitudes se superposent (coup de raquette) et la demi-amplitude

peut valoir $2h$; c'est au point de chute que le danger de patinage est le plus grand, après la sortie de la flaque.

Si h est la profondeur des plus grandes flaches, il faut donc au moins

$$H = 4h.$$

On peut admettre $h = 0,06 \text{ m}$, donc $H = 0,24 \text{ m}$.

Dans ces conditions, $\tau = \frac{1}{2}$ seconde environ.

À la vitesse moyenne de $10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (36 km/h), il y correspond

$$a = 10 \times \frac{1}{2} = 5 \text{ m. environ.}$$

NT^c: Sirmasset montre dans son Cours de routes que si le profi^l de la route est ondulé et que sa demi-longueur d'onde $b = a$, il peut se produire une véritable résonance et l'amplitude des oscillations du ressort va croissant et peut en provoquer la rupture. Dans un tel passage, qui correspond à une route couverte de flaches périodiques, donc en très mauvais état, il faut réduire la vitesse, de manière à rendre a beaucoup plus petit que b .

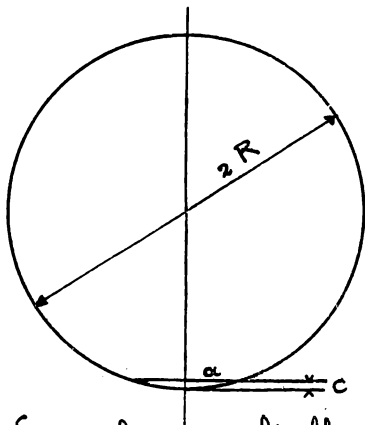
Quand une roue quitte le sol, la masse $\frac{q}{g}$ est soumise à l'action de son propre poids et de la réaction Q du ressort, s'il n'y a pas d'oscillation préalable. L'accélération est donc : $\frac{Q+q}{\frac{q}{g}} = g \frac{Q+q}{q}$

Cette accélération peut être beaucoup supérieure à g (4 fois, par ex.). Elle se produit aussi chaque fois que les roues quittent le sol par bondissement (saillie élevée). Donc, quand une roue motrice quitte le sol, il y a patinage au point de chute, surtout avec les pneumatiques, à cause de leur élasticité. La chute de la roue est très rapide et violente, le fond des flaches, même très courtes, est toujours atteint. La flache est donc attaquée par le fond et par la sortie comme nous l'avons vu en étudiant les actions tangentielles. Quand les flaches se succèdent périodiquement, la route devient dangereuse aux grandes vitesses. À la sortie d'un rechargement mal accordé, il se forme une ornière transversale. Par suite des deux sens de circulation, il se forme aussi deux flaches aux deux extrémités de toute saillie.

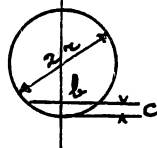
L'action combinée des ressorts des deux essieux donne lieu au mouvement de galop, qui résulte des superpositions d'oscillations.

Ce qui précède, suppose un plein rendement élastique des ressorts sans amortissement. Les ressorts ont des effets avantageux, mais leurs oscillations sont désagréables. Pour réduire ces inconvénients sans perdre les avantages, on emploie les amortisseurs, qui fonctionnent presque tous par frottement ou freinage (absorption d'énergie). Quelques-uns agissent par flexion.

§ 6. Pneumatiques et bandages.



Nous pouvons considérer un pneumatique comme un tore de rayon R , r étant le rayon du cercle générateur. Le contact avec le sol se fait suivant une ellipse indicatrice d'axes $2a$ et $2b$.



Soit c l'aplatissement,

on a : $a^2 = 2Rc$ et $b^2 = 2rc$.

La surface de l'ellipse est $\pi ab = 2\pi c \sqrt{Rr}$.

Si p est la pression intérieure du pneu, la charge P portée s'exprime

par

$$P = 2\pi c \sqrt{Rr} p,$$

d'où :

$$c = \frac{P}{2\pi p \sqrt{Rr}}.$$

La pression pratique des pneumatiques varie de 3 à 5,5 kg, d'après les charges. Il en résulte une flexion c généralement voisine de 1 cm. ou davantage avec les pneus-ballons.

Si nous considérons le pneumatique comme un ressort, il en résulte que la demi-période de vibration est $\tau = \pi \sqrt{\frac{c}{g}}$, soit environ 0,1 seconde. A la vitesse moyenne de 10 $\frac{m}{s}$ (36 $\frac{km}{h}$), la $\frac{1}{2}$ longueur d'onde correspondante est $\lambda = 1$ m. environ.

Des ingénieurs américains (BAIPCR, n: 40, juillet-août 1925), supposent que ces vibrations favorisent les ondulations des routes en gravier et en bitume. On les rencontre surtout après les obstacles qui provoquent la vibration des pneus. Celle-ci provoquerait donc davantage les ondulations que les efforts tangentiels, car on ne rencontrerait pas d'ondulations sur les fortes rampes. Cette influence n'est cependant pas démontrée. Les pneus-ballons augmentent la flexion et allongent la période; ils sont

donc favorables à la route comme au véhicule. Il serait avantageux de munir les deux essieux de pneus à périodes différentes.

On voit donc que les pneus absorbent les petites inégalités et facilitent le tirage. Les grandes dénivellations, supérieures à c , sont seules transmises aux ressorts et, enfin, la partie suspendue ne reçoit d'action directe que des obstacles de hauteur supérieure à la flèche statique H des ressorts. (Voir fig. 4, pl. I).

Les pneumatiques n'ont pas que des effets favorables à la route. Leur vibration favorise le patinage au moment où les roues sautent (décharge). D'autre part, la réaction tangentielle de la route sur le pneu le déforme. C'est le glissement élastique des pneumatiques. Le bandage revient à sa forme primitive par une impulsion vive en quittant le sol. Ce retour exerce sur les matériaux du sol, une action dynamique dirigée dans le même sens que l'action tangentielle. Le pneu augmente donc les effets destructeurs de l'action tangentielle des roues motrices, d'autant plus que la vitesse est plus grande. Leur action, combinée au déplacement d'air provoque les tourbillons de poussière. Le glissement élastique des pneumatiques donne lieu à une perte de puissance par réduction de la vitesse angulaire périphérique, qui devient $(1 - \epsilon)u$; elle réduit donc la vitesse du véhicule. Cette puissance est emmagasinée par le pneumatique, puis restituée en travail d'arrachement et de propulsion de la poussière.

Les antidérapants sont abandonnés; leur coefficient d'adhérence est, sur route dure, inférieur à celui du caoutchouc et leur action sur les revêtements est mauvaise.

Les bandages en caoutchouc plein exercent sur les routes une action élastique beaucoup moindre que celle des pneumatiques et d'autant moindre qu'ils sont plus usés. Ils absorbent mal les chocs et donnent un roulement dur. Le diagramme d'expérience (pl. 1), extrait du cours de M^{re} Le Gavrian, donne une idée de l'action comparative des divers bandages. Ces expériences ont été répétées de nombreuses fois et confirment ces résultats.

En ce qui concerne l'usure, des expériences ont été faites également, no-

tamment par la Maison Michelin, sous le contrôle des Ponts et Chaussées (Voir APC, 1922, fasc. 3 et 5: Sur l'usure des routes par les camions, par Bonfils). Ces expériences tendaient à prouver que les bandages pleins usent la route 2,5 fois plus vite que les pneumatiques.

Quoiqu'il en soit, il faut proscrire, pour la circulation, les bandages métalliques et les bandages pleins usés. Certains bandages spéciaux à alvéoles ou vides internes ont une action élastique intermédiaire entre celle du pneu et celle du plein et sont donc, faute de pneus, recommandés pour les véhicules lourds. Les firmes qui les confectionnent allèguent même les résultats de certains essais qui montreraient la supériorité des bandages semi-pneumatiques pour les poids lourds.

Chapitre IV.

Revêtements ordinaires: empièvements et pavages..

§1. Généralités. La partie de la route destinée à la circulation des véhicules (chaussée) doit recevoir un revêtement approprié.

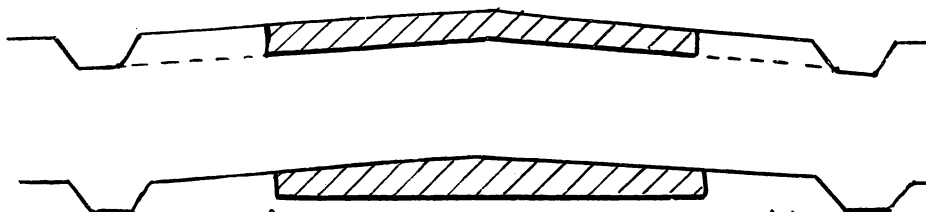
Un revêtement comporte en principe deux couches: une couche inférieure de fondation, de support ou de répartition; une couche supérieure de roulement ou d'usure. Les dénominations définissent suffisamment leur objet. La 1^{ère} doit être très forte pour résister aux actions normales. La 2^{de} doit être très cohérente et unie, pour résister aux actions tangentielles, à l'usure et pour donner un bon roulement.

Il arrive que les deux couches soient confondues; c'est le cas des revêtements en briquillons, en gravier et de l'empièvement d'après le système original de Mac Adam. Ils comportent une couche plus ou moins épaisse, suivant les cas, de briquillons, graviers, galets ou de pierres cassées de calibre assez uniforme, mais modérés (de 0,03 à 0,06 m.). Ils sont mis en place pêle-mêle et cylindrés jusqu'à raffermissement suffisant, à moins qu'on ne laisse aux véhicules, le soin de produire la compression. Ce sont des systèmes sommaires. L'épaisseur varie de 0,15 à 0,25 ou 0,30.

On les améliore en triant les matériaux et en réservant le plus gros pour le fond, les plus petits et les plus durs pour la surface. On effectue le revêtement par couches successives de 10 à 12 cm. d'épaisseur, pilonnées ou cylindrées et on remplit les vides de la surface par une matière d'agrégation: sable rugueux ou pierrailles de petites dimensions. Le remplissage des joints est perfectionné par des arrosages.

Dans le cas d'un sol rocheux ou très résistant et inaltérable, la couche de fondation est superflue pour un empièchement. Pour d'autres revêtements, surtout monolithes, il faut intercaler une couche élastique ou de liaison (sable, béton maigre de ciment ou de bitume, etc....)

§ 2.. Préparation du sous-sol (voir pl. 3, 4 et 5).- Le revêtement est disposé dans une fouille ou coffre effectuée dans la plateforme. Les terres de déblai sont rejetées latéralement pour former les accotements.



La profondeur du coffre dépend de l'épaisseur du revêtement

et doit assurer la compensation avec le remblai des accotements. Si le terrain est imperméable, on donne, au fond du coffre, le même profil qu'à la chaussée, afin d'assurer son assèchement. L'épaisseur du revêtement est donc uniforme ou presque. Des rigoles transversales ou drains, creusés dans les accotements et remplis de pierres cassées, ayant la profondeur du coffre, assurent l'écoulement des eaux d'infiltration vers les fossés.

Si le terrain est perméable, le fond du coffre peut être bombé ou horizontal. S'il est horizontal, le revêtement est plus épais au centre qu'aux bords. Cette forme est cependant peu recommandable tant pour le drainage que pour le revêtement qui doit être, de préférence, plus épais aux bords qu'au milieu. Les rigoles transversales des accotements ne sont pas indispensables en terrain perméable; elles sont toujours favorables. On y aura recours en les espaçant plus ou moins selon les circonstances locales.

En dernière analyse, c'est le terrain qui supporte les charges, plus ou moins réparties par le revêtement. Si le terrain est faible, la répartition doit être plus étendue, ce qui augmente la flexion du revêtement et exige de grandes épaisseurs ou des revêtements spéciaux et coûteux, résistant à la flexion (béton armé). Sur terrain mou, les revêtements sans liaison (empierrements) se déforment sous les effets des fortes charges; la route devient alors très mauvaise. Il y a intérêt, pour tous les revêtements, mais surtout pour les plus coûteux, à établir les routes sur le meilleur sol possible et à prendre toutes dispositions utiles en vue de raffermir ce sol. Les Américains ont poussé assez loin l'étude de cette question dans les dernières années, tant en vue des nombreuses routes en terre qui sillonnent leur pays, que pour l'établissement de leurs routes les plus perfectionnées en béton et asphalte. La Russie, où les routes en terre dominent, a suivi cet exemple.

Il faut au moins que le fond du coffre soit bien réglé et lisse, pour éviter les tassements locaux et les stagnations. Les Américains emploient des machines à faire les coffres; ils labourent le fond par des charrues mécaniques et le cylindrent ensuite pour le comprimer et le planir. La résistance du sol est ainsi sensiblement augmentée; la perméabilité et le pouvoir absorbant (capillarité) sont réduits. On a été jusqu'à étudier les effets de la composition du sol, résultant surtout de la granulométrie. On constate qu'il y a une teneur optimum d'argile, de 15 à 20% et que le sable doit présenter des calibres divers, notamment assez de poussière pour former un squelette très compact. On retrouve, en somme, la règle générale de tous les bétons et mortiers, et aussi du corroi sablo-argileux des digues.

On peut envisager la correction des terres après labourage et avant cylindrage, principalement pour les routes en terre.

Une petite addition de chaux (3 à 9%) peut être utile dans un terrain très sableux, à condition que l'acide carbonique de l'air puisse y pénétrer en vue de la prise.

Au lieu du cylindrage, on peut procéder au pilonnage, éventuellement

mécanique.

Les terres des accotements doivent être au moins pilonnées à la main ou, mieux, cylindrées en vue de leur donner une consistance suffisante.

Mais la résistance d'un terrain dépend dans une très large mesure de son degré d'humidité. Le sol contient généralement, par capillarité, une certaine quantité normale d'humidité, qu'il y a intérêt à réduire par le cylindrage.

Lorsque la quantité d'eau augmente, les grains du terrain deviennent de plus en plus mobiles et la résistance diminue rapidement, ainsi que l'ont prouvé notamment les expériences américaines (voir planche 9).

Les Américains attachent, de ce fait, beaucoup d'importance au drainage du sous-sol, surtout pour les revêtements perfectionnés.

Si l'humidité est grande, ou à craindre, on peut munir le fond du coffre de drains, p. ex. par un drain axial relié aux fossés par des drains obliques alternés ou, ce qui assure un drainage plus efficace, par deux drains longitudinaux latéraux, dont se détachent à des distances dépendant de la perméabilité du terrain, des drains transversaux obliques en V prolongés éventuellement au sommet par des drains longitudinaux centraux continus ou discontinus. Ces drains consistent en petites rigoles de la profondeur d'un fer de pelle au moins, dont le fond présente une légère pente et qui sont remplies de pierrailles de calibre uniforme, de manière à laisser des vides pour l'écoulement de l'eau. Ce dispositif convient si la nature des terres (compactes) ne fait pas craindre d'entraînement qui provoquerait le colmatage des drains. Si le colmatage est à craindre, (terres pouvant devenir fluides à cause de la finesse des éléments), on place dans le fond des rigoles, sous la pierraille, des tuyaux de drainage en poterie perméable. On recouvre les drains à la surface, de gazons ou de paille ou de tourbe pour éviter autant que possible le colmatage. Il faut noter que, dans certains terrains, le colmatage est inévitable. Le seul moyen efficace de s'y opposer est de multiplier les sections d'écoulement de telle sorte que la vitesse de l'eau soit si faible que même les particules les plus ténues ne soient pas entraînées.

Cela conduit, dans les cas les plus défavorables, à approfondir plus ou moins le coffre et à remplacer une partie des terres par du sable, de la cendrée ou du gravier perméable ou encore à amaigrir, au moyen de ces produits, le sol argileux, selon les principes précédemment énoncés. La couche perméable est reliée aux drains latéraux éventuels. Les moyens de drainage quelconques doivent être reliés de distance en distance aux fossés latéraux par des drains ouverts ou non, traversant les accotements. Il est évidemment nécessaire que l'eau des fossés s'écoule elle-même, qu'elle ne soit pas stagnante. Ceci suppose une construction appropriée et surtout un bon entretien de ces fossés. Comme il n'est pas toujours assuré et que les eaux qui s'accumulent alors dans les fossés, constituent précisément une cause d'humectation du sous-sol, les Américains préfèrent, pour leurs routes en béton, supprimer les fossés et les remplacer par des drains latéraux assez forts, dont les eaux doivent, bien entendu, aboutir à des exutoires appropriés. Ce procédé est peu appliqué en Europe, où on préfère le fossé ouvert, susceptible d'être entretenu couramment par les cantonniers. Le drain a, en effet, l'inconvénient d'être enterré et de ne pouvoir être entretenu facilement. Ceci est vrai surtout pour des petits drains axiaux ou transversaux. Les grands drains latéraux se placent sous les accotements et sont donc accessibles sans ouverture du revêtement. Ils sont beaucoup mieux protégés que les fossés contre les obstructions accidentelles, mais les obstructions ou colmatages sont inévitables à la longue. Ils peuvent être utiles dans les sections étroites, pour effectuer un élargissement en empiétant sur les fossés, enfin là, où les fossés ne tiennent pas (tranchées profondes). Les Américains vont, dans certains cas, jusqu'à s'opposer à l'ascension d'eau par capillarité en imprégnant la couche supérieure du sous-sol de goudron hydraté.

L'action du froid rigoureux sur un sol humide peut entraîner des désordres dans les revêtements (voir plus loin). On peut isoler le sol contre la gelée par une forte couche de cendrée posée sous le revêtement, formant, à la fois, drain et écran.

§ 3. Fondation en enrochements ou hêrissons. - Pour de nombreux revêtements, on emploie la fondation en enrochements ou libages, appelée hêrisson. Elle a généralement 15 à 20 cm d'épaisseur, exceptionnellement davantage. Sur le fond du coffre préparé, on pose les pierres à plat sur leur plus grande base, bien gisantes et jointives. Dans les vides, on introduit des pierres de dimensions moindres, de gros éclats que l'on chasse éventuellement au marteau, pour assurer un aussi bon serrage que possible. Les têtes saillantes sont ensuite abattues à la masse, de manière à avoir une épaisseur à peu près uniforme. Le hêrisson est généralement limité latéralement par des bordures, constituées parfois par des libages ou par de longues pierres plates, la plus grande base reposant sur le sol. La bordure affleure parfois jusqu'à la surface de la chaussée, ce qui est toujours recommandable. Pour éviter le déversement des bordures et l'attaque latérale des revêtements par des ornières à la jonction des accotements, il est bon de contrebuter les bordures par un véritable prolongement du hêrisson sous les accotements sur une courte longueur (0,50 m) ou par un petit massif de butée.

Les matériaux des hêrissons ne doivent pas avoir des qualités mécaniques très élevées, la forme aussi peut être grossière. Ils doivent être stables physiquement et chimiquement, c'-à-d. isotropes et inaltérables. A cet égard, je cite l'exemple d'un hêrisson constitué par des roches argileuses qui, après peu de temps, se débitaient en argile. Les qualités des matériaux sont généralement connues. Si l'on a des doutes, on observe pendant un temps assez long l'action des intempéries sur des blocs détachés. Dans les régions métallurgiques, les grosses pierres de laitier conviennent bien et sont économiques. Il faut qu'elles soient inaltérables, tous les laitiers ne conviennent donc pas : il faut un triage. Observons cependant que les altérations proviennent surtout des actions atmosphériques dont le hêrisson est protégé par la couche d'usure. Les schistes ne conviennent pas à cause de la tendance au feuilletage (schistosité). Cette fondation est employée surtout pour les empierrements ; elle est convenable également pour les pavages (sauf

les pavages en bois) pour les tarmacs, les revêtements agglomérés au bitume, c'est-à-dire pour les revêtements déformables ou souples. Elle ne convient pas pour l'asphalte comprimé ou coulé (trop mince) ni pour le béton (trop rigide).

Les avantages des encochements sont d'être économiques, d'exécution facile, peu sensibles et d'être souples, déformables. Ils demandent toutefois un sol assez résistant, car ils ne répartissent les charges que sur une faible étendue, par contact direct de quelques libages et frottement interne sur les voisins.

Il faut toujours compter, surtout en remblai ou en terrain mauvais, sur des tassements initiaux. Après quelque temps de circulation, d'après la nature du terrain et l'importance du trafic, un état stable est atteint. Il est recommandable d'établir d'abord comme couche de roulement, un empierrement, les tassements sont compensés par des emplois ou rechargements partiels. Lorsque la route ne bouge plus, on peut la recouvrir d'un revêtement perfectionné. Les anciennes routes empierrées constituent donc généralement d'excellentes fondations pour les revêtements modernes suffisamment élastiques.

Un empierrement à la Mac Adam en gravier ou briquillon peut aussi constituer éventuellement une fondation suffisante s'il est assez épais et bien tassé.

Les hérissons sont les seules fondations convenables en terrain soumis à des affaissements miniers ou pour des routes contenant dans leur sous-sol des canalisations nombreuses (régions industrielles très peuplées). Prix par m² environ 1,50 fr. or.

§ 4. Fondation en béton. Elle a supplanté la précédente pour beaucoup de voies modernes, surtout urbaines. Son action est différente, elle est rigide et élastique. La transmission des efforts varie entre deux modes extrêmes:

a) dalle mince sur sous-sol ultra rigide: la transmission est presque locale, à peine répartie;

b) dalle épaisse très rigide sur sol très mou: la répartition sur le sol est étendue et presque uniforme.

Dans les cas intermédiaires, la répartition s'effectue suivant une loi dépendant des propriétés élastiques de la dalle et du sol. On peut étudier théoriquement des cas simples, basés sur des hypothèses. Mais la réalité est trop complexe pour que nous examinions ici ce problème: la dalle est de grande étendue et le sol n'y est pas constant. On admettra l'hypothèse simple et toujours défavorable de la répartition uniforme; la dalle doit donc être assez rigide. Le problème reste malgré tout un cas compliqué de flexion de plaque. On peut envisager une longueur intéressée de la fondation, égale au moins à sa largeur puisque la flexion est la même dans les deux sens. Le plus simple est de se rapporter aux dimensions qui ont donné satisfaction en pratique ou ont été déduites d'expériences. Voici, d'après M^r Eréhard, les données

Nature de la circulation	Largeur	Épaisseur
Légère. .	5	20 cm (limite inf ^{re})
	8	22 "
	11	24 "
Lourde. .	6	25 "
	9	28 "
	12	30 "

américaines; on a proposé de réduire l'épaisseur vers les bords; ce n'est pas recommandable.

D'après les essais relatifs aux chocs, et avec un coefficient de sécurité 2, on a obtenu :

Poids total des camions en tonnes	Épaisseur minimum en cm
1	11 cm.
2	14 "
3	16 "
4	17,75 "
5	19,25 "
6	20,5 "
7	21,75 "
8	22,75 "
9	23,75 "

Ces dimensions conviennent pour une route en béton servant directement au roulement. Pour une fondation, elles peuvent être moindres, dans une mesure d'autant plus grande que la couche d'usure est plus épaisse et plus élastique. Il faut tenir compte aussi de la qualité du béton, de la présence ou non d'armatures. L'épaisseur variera entre 20 et 30 cm, s'il n'y a pas d'armatures; on pourra descendre jusqu'à 15 cm avec du béton armé. Même pour les grandes largeurs, 30 cm est une limite à ne pas dépasser.

Pour une fondation, on peut admettre le dosage en volumes apparents 1-2-4 ou 1-2,5-5. Si la surface sert au roulement, 1-2-3. Si le revê-

tement supérieur n'est pas imperméable, il faut une chape au mortier de ciment riche. Pour les fondations en béton, il faut un coffre très bien dressé et un sous-sol aussi consistant que possible et surtout de consistance uniforme. Il faut donc un très bon drainage. Si elles sont protégées par une couche de roulement assez forte des grandes variations diurnes de température, on n'a pas à se préoccuper des mouvements qui pourraient en résulter dans la fondation. (Voir revêtements en béton)

En terrain inconsistant, il faut une armature. Le calcul et la répartition en sont, pour les raisons indiquées, très arbitraires. Une armature locale est utile aux endroits où le terrain change de consistance.

Les fondations en béton ont comme avantages leur solidité, leur résistance, l'imperméabilité, la confection mécanique rapide (villes) et leur stabilité immédiate.

Elles sont, par contre, chères, plus difficiles d'exécution, sonores, trop rigides (chocs). L'ouverture de tranchées est difficile. Prix par m² pour 20 cm d'épaisseur, 5 à 6 fr. or.

§5. Couche de roulement en empierrement ordinaire. On répand sur la fondation en encochements une couche de pierres cassées de calibre uniforme. Le calibre peut être d'autant plus petit que la pierre est plus dure; il varie de 3 à 8 cm; 4 à 6 cm sont des dimensions courantes.

Standardisation, en Belgique, des pierrailles.

Refus du classeur	6 - 12 cm,
Macadam	4 - 6 " ,
Macadam	2 - 4 " ,
Gronaille	5 à 20 $\frac{m}{m}$,
Gronaille	2 " 5 $\frac{m}{m}$.

On dénote une tendance à employer des calibres plus grands (8 et même 10 cm) avec plus de soin dans le répandage qui peut être régularisé à la main. On se rapproche ainsi du pavage à petits éléments. C'est en somme aussi le pavage italien en galets qui se rencontre notamment en Lombardie.

Les pierrailles doivent être de forme se rapprochant du cube; les plaquettes, aiguilles et pointes aigües doivent être évitées, car elles se brisent au cylindrage. La pierre cassée à la main est souvent supérieure pour cette raison.

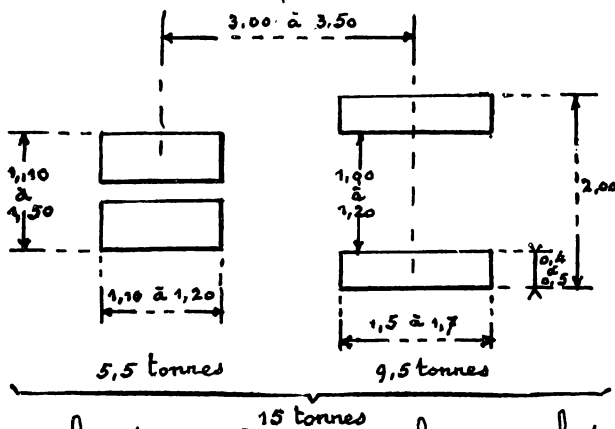
Le calibre est vérifié à l'anneau.

Il est inutile de donner une épaisseur supérieure à 8 à 10 cm. après cylindrage (11 à 13 avant cyl.). Les pierrailles légèrement arrosées sont d'abord cylindrées jusqu'à tassement et raffermissement suffisant. Cela se reconnaît lorsqu'un caillou jeté devant le cylindre ne pénètre plus mais est écrasé. Le nombre des passages dépend du poids du cylindre, de la nature de la pierraille, de l'épaisseur de l'empierrement, etc... Il peut varier de 25 à 100, exceptionnellement davantage. Le cylindrage est commencé par les flancs; le centre n'est cylindré que lorsque les flancs ont déjà acquis une certaine résistance.

Lorsque l'empierrement est raffermi, on le recouvre de matières d'agrégation: sable rude, poussier, fine pierraille, que l'on introduit dans les joints, au balai dur et en arrosant copieusement au tonneau d'arrosage. On continue à cylindrer. On introduit la matière d'agrégation en arrosant jusqu'à ce que tous les vides soient bien remplis et que l'eau ruisselle sur la chaussée. On recouvre la route terminée d'une couche de sable en excès (1 cm) que la circulation se charge d'enlever et d'introduire encore en partie dans les joints. Elle protège l'empierrement pendant le début de la mise en service. La quantité de matière d'agrégation varie d'après la dureté et le calibre de la pierraille, de 20 à 10%. Le sable peut être légèrement argileux (liant). La pratique doit montrer quelle matière d'agrégation convient le mieux au genre de pierraille. La quantité d'eau doit être d'environ 20 à 30 l. par m². Pour une route neuve, il faut moins arroser, de crainte de détrempier le sous-sol. Pour un rechargement sur une route ancienne, il faut arroser la route, avant rechargement, pour favoriser la prise.

On emploie des pierrailles d'origines les plus diverses. Elles doivent cependant présenter certaines qualités mécaniques: homogénéité, (cassage régulier), résistance et dureté (pour éviter l'écrasement), résistance à l'usure par frottement, une certaine ténacité (non cassante), une certaine tendance de prise ou liaison (dépend de

la composition). Ses meilleurs matériaux sont certains basaltes (Eifel) et porphyres (Belgique), les diorites, trapps (Pozges), granites, les quartzites et grès durs (Aurthe). Dans les régions calcaires, on emploie aussi les calcaires, même assez tendres. Le choix des matériaux est important : la durée et les frais d'entretien annuels en dépendent. Il est donc recommandable d'employer de bons matériaux, même s'ils sont plus chers, notamment si les frais de transport sont plus élevés. On procède à l'étude minéralogique des roches, on mesure la résistance à la compression et à l'usure sur meule ou dans des tambours rotatifs remplis de pierres. Il faut noter les bancs et surveiller l'extraction, car la qualité peut varier fortement dans une même carrière. L'expérience locale est le meilleur garant de la qualité des matériaux. Le prix moyen est de 1,50 fr. or par m² environ.



On n'emploie plus qu'une, comme cylindres que des appareils mécaniques, principalement à vapeur, de 10 à 20 T. selon l'importance du travail et la qualité des pierres, 16 T en moyenne.

La disposition la plus courante est la disposition anglaise schématisée ci-contre.

Dans ce type, les pressions sont d'environ 40 $\frac{kg}{cm}$ pour le cylindre avant non moteur et 100 $\frac{kg}{cm}$ pour les cylindres moteurs. On emploie aussi les rouleaux à un cylindre (monojante) ou à deux cylindres égaux (tandem). La pression est de 50 à 60 $\frac{kg}{cm}$. La puissance varie de 10 à 20 CV, en moyenne 1,25 à 1,50 CV par tonne. La vitesse de travail est de 0,7 à 1 m/". L'avancement est de 40 à 80 m²/par heure en moyenne pour les matériaux durs. La dépense est de 5 à 6 frs or par heure environ.

Les chaussées ainsi obtenues conviennent pour une circulation moyenne légère ; elles sont de bonnes qualités tant qu'elles sont pas dégradées ($f_1 = 0,03$; bombement $\frac{1}{50}$). La circulation intense automobile, no-

Qualités mécaniques de divers matériaux d'empierrement			
Désignation.	Résistance à la compression en cubes (kg/cm^2)	Usure en cm après 4000 tours de meule sable (Paris)	Laboratoire.
Lorphyre de Quenast. . .	2842 à 3026	0,51 à 0,85	Paris
" " S ^t Raphaël.	1445 " 2604	0,85 " 1,40	"
Grapp de Raon l'Étape.	3052 " 4292	0,40 " 0,60	"
Basalte de l'Éifel. . .	3150	0,55	"
Grès de Floreffe (quartzeux).	2340 à 2785	0,61 à 0,68	"
" d'Olloy (— d° —).	1703 " 2134	0,76 " 0,85	"
Quartzite de Ham/Sambre.	3125 " 3202	0,41	"
" " Dongelberg.	2755 " 3071	{ 0,735 de l'usure du porphyre de Quenast	Malines.
Grès psammite de l'Ouvthe	2586 " 2948	0,74	Paris
	1529 " 2285	1,06 à 1,13	Malines
Grès de Joncret.	2180	0,95	Paris
Calcaire de Fournai (Marbre noir).		1,60 à 1,68	"
Petit granite (Calc. de Soignies).		2,40 " 3,02	"
Saitier de haut-fourneau coulé en pains.		0,62 " 0,79	"
Arkosse de Couvin. . . .	1987	0,57	"
Silex de Haisières. . . .	4272	0,12 à 0,17	"

tamment des camions lourds les détériorent rapidement (1 à 2 ans). Elles peuvent durer 10 ans et davantage sous une circulation moyenne et légère.

Elles sont économiques de confection et d'entretien facile, mais coûteuses lorsque les dégradations sont intenses. Elles ne sont pas imperméables et craignent le gel. En résumé, les empierrements, bien que constituant encore le revêtement le plus répandu, ne conviennent pas du tout pour la circulation moderne intense des véhicules automobiles, à cause du manque de liaison des éléments constitutifs.

§ 6. Perfectionnements apportés à la confection des empièvements.

On considère comme une amélioration, de procéder au cylindrage, au moyen de deux cylindres de poids différents, par exemple 12 et 16 tonnes. Le plus léger passe le premier et tasse les matériaux qui se mettent en place; le second achève la compression. Il paraît que le revêtement est mieux fait et même qu'il y a économie. Le résultat peut être obtenu d'une manière plus simple au moyen d'un seul cylindre à surcharge variable (ballast). Il est évident que ce mode opératoire ne peut pas modifier notablement les qualités du revêtement.

Un autre procédé a été essayé en France. Le cylindrage est précédé d'un pilonnage effectué mécaniquement par une rangée de pilons fixés à l'arrière du cylindre. Sous l'effet des chocs assez énergiques mais non brisants, les matériaux s'enchevêtrent d'une manière stable, sans écrasements. Le cylindrage subséquent n'a plus qu'à serrer la masse sans déplacer les éléments. Il en résulte une compression plus rapide et un meilleur coincement des pierrailles. La résistance est donc accrue. L'arrosage doit toujours être abondant.

D'après le rapport de mission de M^e Van Volson (ATPB 1912, fasc. 4), des essais ont été effectués à Melun avec un cylindre de 16,5 T muni de 4 pilons de 265 kgs, frappant 60 coups par minute à la vitesse d'avancement de 100 m. par heure (hauteur de chute: 50 cm). Après un pilonnage unique, le nombre de passages du cylindre était réduit de 100 à 16 pour les flancs et de 120 à 40 pour le milieu. La quantité de matière d'agrégation est légèrement plus élevée (16 à 17%) qu'avec le cylindrage simple, parce qu'il n'y a pas de débris d'écrasement des pierrailles. Le procédé ne paraît pas s'être répandu, bien qu'il semble intéressant. La raison en réside sans doute dans le fait qu'il ne peut modifier les caractères de l'empierrement et le rendre apte à supporter la circulation automobile.

Lorsqu'on effectue le rechargement d'une route ancienne, il faut, au préalable, bien décaper la chaussée, c'-à-d. enlever les poussières, parfois friables et mobiles, abattre les crêtes et combler les flaches avec

des matériaux bien serrés, puis arroser avant de recharger. Pour assurer la liaison, il est recommandable de creuser à la pioche des ornières latérales limitant le chargement. Toutes ces opérations sont facilitées et mieux réalisées par un défonçage mécanique préalable qui doit accompagner dorénavant tout rechargement. La défonceuse est traînée par le cylindre et consiste en une masse pesante roulant sur deux galets et portant un petit nombre (généralement 3), de dents en acier très dur qui arrachent les éléments de la chaussée. On procède ensuite à un réglage de la chaussée ainsi défoncée de manière à la remettre sous profil et on recharge ensuite à la manière ordinaire.

Une telle machine de 2 à 3^T laboure 3 à 4000 m² par jour. Prix: environ 5 centimes or par m².

§7. Perfectionnements apportés à la liaison des empièvements. La raison de l'infériorité des empièvements pour la circulation automobile réside dans le manque de liaison des matériaux, car les mêmes pierres dures servent de squelette aux revêtements modernes. On a cherché à donner plus de liaison aux empièvements afin d'éviter le déchaussement par les actions tangentielles.

Tous les procédés employés consistent à remplacer la matière d'agrégation par une composition plus ou moins plastique ou liante: mortier, brai ou mastic d'asphalte. Nous examinerons l'emploi de ces derniers produits lors de l'étude des revêtements au goudron et au bitume. Certains procédés spéciaux emploient même de l'argile.

Dans le procédé au mortier (voir: Le Gavrian: des routes modernes. Travaux du 4^e Congrès de la Route à Séville en 1923 et rapport de M. M. Vauvrie et Nicolas à ce Congrès. Rapport de M. M. Piens et Luyssen (Belgique), au Congrès de Milan, 1926), on emploie un mortier de ciment assez riche, car le liant doit être dur. On étale une couche assez épaisse de mortier sous l'empierrement ou, mieux, à mi-épaisseur ou encore au-dessus et on cylindre jusqu'à ce que le mortier reflue ou ait été chassé dans les interstices. Cette opération doit être terminée avant le commencement de la prise. On peut aussi introduire

le mortier assez mou dans les interstices d'un revêtement cylindré sans matières d'agrégation à l'aide de pilettes pneumatiques. Il faut laisser durcir suffisamment avant de livrer à la circulation (quelques jours au moins). L'emploi du canon à ciment n'a pas donné satisfaction. Le mortier doit comporter au moins 300 à 400 kgs de ciment Portland artificiel par m^3 de sable. Le laitier granulé convient très bien par suite de ses qualités pouzzolaniques; il permet de substituer à une partie du ciment Portland, de la chaux hydraulique ou d'employer le ciment de laitier.

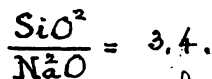
En France, puis en Belgique, on a essayé de répandre, comme matière d'agrégation, les constituants mélangés à sec du mortier. Après cylindrage de l'empierrement sec ou légèrement humide, on répand cette matière sèche, on balaye et cylindre et on mouille en achevant le cylindrage.

Le mouillage peut séparer les éléments du mortier. La méthode est peu recommandable.

Le procédé peut donner des résultats satisfaisants pour une circulation moyenne; il n'est pas trop coûteux ($1 m^3$ de mortier pour 3 à $4 m^3$ de pierre cassée ou 25 à 30 litres par m^2). Mais le dosage doit être assez riche et la pénétration du mortier dans la masse doit être réalisée le mieux possible par des moyens mécaniques appropriés. Augmentation du prix par rapport à l'empierrement: 25 à 50%. Il est recommandé de goudronner la surface.

Un procédé spécial qui, d'après les rapports, semble avoir donné des résultats relativement satisfaisants et pourrait se répandre dans les régions riches en pierres calcaires, est le procédé au silicate.

Il consiste à former un véritable béton en mélangeant à $1 m^3$ de pierre cassée calcaire (p. ex. macadam 4-6), un mortier de 200 à 300 litres de sable calcaire et de 45 litres de silicate de soude de 35,5 à 36° Beaumé.



Le mélange doit être intime: il peut se faire à la bétonnière ou sur la route.

On étend ce béton par petites couches bien réparties en veillant à con-

server l'homogénéité, et on cylindre par sections (40 m.) Lorsque la compression est suffisante (30 à 40 passages), on avrose (1,5 litre par m²) et on recylindre; le silicate remonte par taches à la surface. On balaye et on cylindre jusqu'à ce que la route présente un enduit uniforme de silicate. S'il y a des arrachements, on mouille le cylindre. Après deux jours de séchage, la route livre passage à la circulation.

Ce mode d'exécution par mélange demande de l'expérience; il est un peu délicat au premier abord, mais il paraît le plus sûr. On a aussi employé des procédés par pénétration, consistant à avroser l'empièvement d'une solution de silicate avant ou même après cylindrage. L'action risque de n'être que superficielle.

Il semble que le silicate améliore les qualités des calcaires, surtout la dureté et l'imperméabilité. Cette amélioration est surtout efficace pour les calcaires moyennement durs et non argileux ($\Delta = 2000$ à 2700 , $R = 400$ à 1600 , usure : 10 à 2 cm). L'action chimique n'est pas complètement élucidée; il ne se forme pas de silicate de chaux, mais plutôt une dialyse du silicate avec dépôt de silice et éventuellement cristallisation du silicate. L'acide carbonique de l'air et la dessiccation interviennent car l'action paraît surtout superficielle. Selon M. Feret, les matières pulvérulentes quelconques favorisent le phénomène par adsorption et donnent un agrégat d'autant plus dur que les grains le sont aussi davantage. Donc, dans une route silicatée, on peut admettre que les phénomènes sont complexes. Pratiquement, seuls les calcaires témoignent d'une amélioration par le silicatage. Le procédé ne convient pas aux pays chauds. (Bibliographie : A.P.C. n^{os} 1 et 6, 1923; n^o 5, 1924; n^o 6, 1926; n^o 4, 1927.

B.A.J.P.C.R., n^o 43 de janvier, février 1926; 50 de mars-avril 1927; 51 de mai-juin 1927, art. de M. Feret)

Les résultats semblent très intéressants puisque, pour un prix d'exécution d'environ 1,5 fois celui d'un empièvement de même épaisseur et même pierreaille calcaire), la durée de vie est 3 à 5 fois plus grande pour une circulation moyenne et l'entretien est réduit de $\frac{2}{3}$ à $\frac{4}{5}$. La route donne peu de poussière et de boue, s'use uniformément et est peu

sonore, plus imperméable et ne craint donc pas la gelée. Le procédé est intéressant pour les régions riches en pierre calcaire et a déjà pris un certain développement. Il convient pour une circulation moyenne.

§ 8. Pavages en pavés d'échantillons.. Dans les pavages, on pose, à la main, sur une assiette de fondation, des pierres de forme régulière voisine du cube, en les servant bien. La qualité d'un pavage dépend de la qualité et de la forme des pavés et du soin de l'exécution, ainsi que de la solidité de la fondation. Le pavage est le revêtement le plus résistant; c'est celui qui convient le mieux aux poids lourds. Il lui faut donc une fondation solide, de préférence un empierrement ayant pris son assiette définitive. On interpose une légère couche de sable de 2 à 4 cm. pour donner de l'élasticité et compenser les petites différences de hauteur. Anciennement, on construisait le pavage sur forme de sable. La fondation était simplement constituée d'une couche de sable d'une vingtaine de cm.

Nous envisageons surtout dans la suite les pavages réguliers de haute qualité, non des pavages irréguliers ou des pavages réguliers médiocres. Les pavés doivent satisfaire aux conditions de qualité les plus sévères. Ils doivent être faits dans les meilleurs matériaux: homogènes, durs, résistants aux charges, aux chocs et aux frottements, tenaces et non cassants. La facilité de taille est aussi désirable. Ils ne doivent pas prendre le poli (glissement). Un des matériaux satisfaisant le plus complètement à ces conditions, est le basalte dans ses meilleures qualités. Une garantie spéciale est toujours désirable, car certains basaltes subissent, à l'air, une altération chimique qui entraîne leur destruction rapide. Il se taille facilement, est très dur, tenace et peu glissant (Eifel). Durée: 30 à 40 ans, selon origine et circulation.

Le porphyre est équivalent comme qualités mécaniques; il se taille moins bien et devient glissant. Durée 30 ans et plus en voie principale.

On emploie encore, en Belgique, les quartzites, presque équivalents aux porphyres, moins glissants, mais peu abondants.

On emploie aussi les grès psammites ou grès de l'Ourthe, de qualité variable et parfois peu homogènes; ils ne deviennent pas glissants.

Les grès ordinaires et les calcaires durs, tels que le petit granite, ne peuvent convenir qu'en bordures, caniveaux, etc....

À l'étranger, on emploie aussi les diorites, métaphyres, syénites et les granites qui donnent d'excellents pavés, peu glissants, mais parfois cassants. Ceux de certaines régions (Suède), sont importés en Belgique.

Les pavés de bonne qualité doivent être de formes très régulières, à faces parallèles et à arêtes vives, la tête et l'assiette doivent être planes, surtout la tête (grande base) qui ne peut présenter ni bosse, ni concavité. C'est la qualité qu'on appelle, en Belgique : retailié ou demi-retailié. Il y a aussi les qualités ordinaire et remaniée; elles se différencient par les tolérances. La section de tête est généralement carrée, parfois oblongue. Les boutisses, placées au bord de la chaussée afin d'assurer la découpe des joints longitudinaux sont plus longues que les autres (Rapport: $\frac{1}{4}$).

Les dimensions sont standardisées en Belgique. Pour la circulation très lourde, on peut admettre l'échantillon $15 \times 15 \times 15$ ou les pavés oblongs, $13 \times 20 \times 15$; pour un pavage moins fatigué, on peut admettre l'échantillon $13 \times 13 \times 13$ ou le pavé oblong $13 \times 20 \times 13$. On emploie exceptionnellement des pavés plus grands ($17 \times 17 \times 17$) d'échantillon, en Belgique, ou même davantage, en Allemagne. Ces grandes dimensions sont inutiles.

L'exécution doit se faire sur une fondation solide. Un ancien empierrement convient. Il doit être exactement profilé et recouvert d'une couche de bon sable (légèrement argileux) de 3 à 5 cm d'épaisseur avant la pose. Les pavés sont posés en rangées transversales bien serrées au marteau, à joints aussi minces que possible, suivant le bombement et avec une surélévation de quelques centimètres entre deux bordures latérales. Ensuite, on enfonce les pavés, à la hie ou dame, au niveau voulu, ce qui accentue le serrage. Il arrive que l'on cylindre les pavages; le damage, s'il est plus coûteux paraît préférable. On répand ensuite du sable que l'on introduit dans les joints par le moyen du balai et d'un arrosage. Dans les villes et même les grand'routes, on remplit parfois les joints d'un mastic de brai ou de bitume, versé à chaud au moyen de cruches. Le brai de goudron ne convient guère,

le bitume est plus coûteux. Ce procédé combat la poussière, rend le pavé imperméable et améliore l'uni de la surface. On peut aussi remplir les joints d'un coulis de ciment.

Les pavages ainsi exécutés constituent un excellent revêtement, résistant aux circulations les plus lourdes, les plus rapides et les plus intenses, d'une longue durée de vie et d'un entretien réduit et facile. Ils assurent un bon roulement ($f_1 = 0,03$, bombement $\frac{1}{10}$ environ au moins); ils deviennent aisément glissants. On emploie souvent des pavés de moindre largeur pour les rampes, afin de multiplier les joints et d'augmenter la rugosité. Ils sont coûteux (10 à 16 frs or par m^2). Le remplissage des joints augmente le prix de 1 à 2 frs or par m^2 .

§ 9. Pavage en petits pavés. (pl. 11).— Constitue une forme plus moderne du pavage qui a pris son origine en Allemagne. Les pavés sont de forme cubique et de dimensions réduites, $8 \times 8 \times 8$ à $12 \times 12 \times 12$, généralement de dimension moyenne. Il existe un échantillon standard $11\frac{1}{4}$ en Belgique. Leur forme doit être très régulière. Pour assurer leur résistance, on ne peut employer que les matériaux les plus durs tout en étant de taille assez facile : basalte, porphyre, grès dur, diorite). La qualité des matériaux est essentielle; si les matériaux sont médiocres, la ruine est rapide. On taille parfois de petits pavés dans les pavés d'échantillon retirés de la voirie et qui sont donc des matériaux éprouvés. La pose se fait sur fondation solide (empierrement), bien dressée et recouverte d'un lit de sable de 2 à 4 cm, par rangées concentriques en éventail. Les pierres les plus hautes et grosses au milieu des arcs, les plus petites aux extrémités. Les rangs aboutissent normalement aux bordures (Voir Le Gavriar). On recouvre de sable et on dame, ensuite, on arrose et on balaye. On dame et répand du sable en arrosant, à plusieurs reprises, jusqu'à ce que le pavage soit inébranlablement ferme. On obtient une chaussée très unie, peu résistante à la traction, peu bombée, pas trop glissante, avec des matériaux appropriés; pas poussiéreuse ni sonore, plus économique que le pavage d'échantillon et presque aussi résistante avec des matériaux de choix et une exécution

soignée. Une expérience déjà ancienne a montré que ce revêtement résiste, dans ces conditions, aux charges les plus lourdes et au trafic très intense, à condition d'être l'objet d'un entretien très attentif, qui n'est d'ailleurs pas coûteux. Quelques routes belges sont pavées d'après ce système: elles sont parmi les meilleures. Le système mériterait d'être plus répandu et tend à le devenir. Le prix est d'environ 7 à 8 frs or par m² pour un petit échantillon. Les joints peuvent être remplis au goudron, bitume ou coulis de ciment.

§ 10. Pavages divers. Nous ne citerons que pour mémoire les pavages en briques, assez répandus en Hollande. Il faut des briques très dures. On fabrique, à l'heure actuelle, d'après des procédés assez développés en Amérique, des briques spéciales à grande dureté; on emploie surtout, pour leur confection, du schiste houiller broyé. Sa résistance à l'écrasement atteint et dépasse 700 à 900 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; la résistance à l'usure est élevée; donc ces revêtements peuvent, au point de vue technique, concurrencer le béton. Ils peuvent d'ailleurs être protégés par un goudronnage ou un asphaltage superficiel comme le béton. Le danger de formation de nids de poules n'existe pas, la cohésion est grande. Mais il faut une pose très soignée, pour éviter les ruptures de briques par chocs. Il en résulte une dépense de main d'œuvre assez élevée, ce qui est un désavantage par rapport au béton. C'est un revêtement très approprié pour les promenades publiques, pistes cyclables, quai et lieux publics, etc... et pour toutes les routes à trafic même intense, mais de poids limité. Le prix de construction serait de 25% plus élevé que celui des routes en béton, mais la durée serait supérieure et les frais d'entretien moindres.

On emploie aussi des briques de laitier coulé, (Amérique), des pavés en béton de pierre dure, des pavés en céramique, des pavés en basalte fondu, en laitier de cuivre (Mansfeld), etc.. Ces procédés sont d'intérêt local ou spécial. Les principes de mise en œuvre sont toujours les mêmes, ainsi que les qualités requises. Les pavages en bois et en blocs d'asphalte seront étudiés dans les revêtements modernes.

Nous ne citerons aussi que pour mémoire, les routes en rondsins ou

radriers, généralement à deux couches continues ou discontinues, l'inférieure longitudinale avec joints alternés, la supérieure transversale. Ce sont des routes de circonstance (militaires, coloniales, etc...)

Chapitre V.

Revêtements modernes.

Utilisent comme liants des hydrocarbures plastiques ou des liants hydrauliques; nous classerons aussi, dans cette rubrique, les pavages en bois et les pavés d'asphalte.

§ 1) Liants hydrocarbonés. On emploie pour les routes les goudrons de houille des cokeries ou usines à gaz et les bitumes asphaltiques naturels ou artificiels, possédant des propriétés agglomérantes. Les premiers sont des mélanges complexes d'hydrocarbures fluides et solides, principalement de la série aromatique ou non saturée; les seconds, des mélanges complexes d'hydrocarbures des séries saturées. Les bitumes artificiels proviennent du traitement du pétrole brut et constituent, à proprement parler, des bitumes (>95% d'hydrocarbures); les bitumes naturels ou minéraux contiennent presque toujours beaucoup d'impuretés minérales qui constituent avec eux des asphaltes naturels.

Les gisements les plus célèbres d'asphaltes naturels sont dans l'Amérique centrale, notamment l'asphalte lacustre de Trinidad, qui contient à l'état naturel 40% environ de bitume, 57% environ après raffinage. D'autres gisements moins importants (Bermudes, Maracaïbo), donnent, après raffinage, jusqu'à 95% de bitume. En Europe, on trouve surtout des asphaltes en roche à faible teneur en bitume (Calcaires asphaltiques de Val Travers - Suisse - Seyssel - Lobsann - France, etc.) Leur teneur varie de 6 à 15% de bitume. L'asphalte de Selenitzja (Albanie), contient toutefois 75% de bitume. On peut, de ces asphaltes naturels, extraire des bitumes purs par dissolution dans le sulfure

de carbone CS^2 . Cette opération ne doit pas se faire cependant pour l'application de l'asphalte aux routes; il convient pour l'emploi sans autre opération qu'un raffinage éventuel (notamment pour éliminer l' H^2O et le gaz des asphaltes lacustres).

Les bitumes asphaltiques artificiels (les plus abondants) sont obtenus par distillation, polymérisation ou oxydation du pétrole; ils sont presque purs. On considère commercialement comme bitumes des produits contenant $> 95\%$ d'hydrocarbures solubles dans CS^2 . Mélangés à des produits minéraux, ils forment des asphaltes artificiels. Les bitumes assez fluides sont employés comme fluidifiants ou flux, pour donner la consistance voulue aux asphaltes. Un mélange plastique de poudre d'asphalte et d'asphalte fluxé porte le nom de mastic d'asphalte.

Nous étudierons les qualités requises lorsque nous examinerons l'application de ces produits. Les principales sont le pouvoir agglutinant, la ductilité et la stabilité physique et chimique. Par suite de la complexité des produits, les essais sont très étendus, d'autant plus qu'on n'a pas encore adopté de méthodes et de spécifications uniformes. La standardisation des épreuves auxquelles doivent être soumis ces produits est toutefois sur le point d'être réalisée par un comité créé par le 5^e Congrès international de la route (Milan 1926).

La description détaillée des méthodes d'essai sort du cadre de ce cours; je renvoie à l'ouvrage de M^e Le Gavrian et aux publications de l'A. I. E. C. R., ainsi qu'aux rapports des Congrès de Séville et de Milan. Cette question est exposée dans le Cours de Chimie des Matières techniques.

Les principales épreuves sont, d'après les décisions provisoires du comité de standardisation (Bulletin A. I. E. C. R., n^o 52, juillet-août 1927):

Goudrons et dérivés.	Bitumes, asphaltes et dérivés.
Dosage de l'eau Consistance Geneur en carbone libre Distillation fractionnée.	Pénétration. Point de ramollissement Tente à la chaleur Solubilité dans CS^2 (teneur en bitume)
Essais accessoires { <ul style="list-style-type: none"> Densité. Huiles acides. Geneur en n-phthaline. 	Essais accessoires { <ul style="list-style-type: none"> Ductilité Densité. Carbone libre. Solubilité dans l'éther sulfurique, etc...

Ces épreuves se font d'après des méthodes conventionnelles, principalement celles de l'Association américaine d'essai des matériaux; ils intéressent plutôt le chimiste. Les essais des mélanges agglomérés, tels qu'ils sont mis en oeuvre sur les routes, intéressent davantage l'ingénieur.

Consulter les « Recherches sur les Revêtements de Chaussées à liants goudronneux, bitumineux et hydrauliques » de R. Féret, 1918.

Ils comportent :

- la détermination de la teneur en bitume soluble dans CS^2 ;
- la composition granulométrique (tamis);
- la densité apparente, la compacité, l'absorption d'eau;
- la plasticité et la déformation par la chaleur;
- la résistance à la compression, à la pénétration et au choc, ainsi qu'à l'usure sur meule tournante ou au jet de sable.

Ces essais sont relativement simples.

Les liants hydrocarbonés sont mis en oeuvre :

- en enduits superficiels;
- en enduits que l'on fait pénétrer profondément dans le revêtement (méthode de pénétration).
- en mortiers ou bétons (pierrailles ou sable agglutinés par un liant hydrocarboné, méthode d'imprégnation).

§2. Enduits superficiels de goudron. Leur principale fonction est d'éviter la formation de poussière sur les routes empierrées ou en béton, mais il est établi qu'ils augmentent la durée de vie des empièvements, souvent le double et davantage, à condition que les enduits soient bien faits et régulièrement renouvelés tous les ans ou tous les deux ans, d'après l'importance de la circulation.

L'application du goudronnage superficiel est très répandue en Angleterre, moins en France et trop peu en Belgique.

Par suite de leur emploi étendu, les spécifications anglaises pour le goudron destiné au goudronnage superficiel sont, en attendant une standardisation plus définie, celles qui conviennent le mieux (Biré Gavriar).

Le goudron doit être déshydraté (moins de 1% en volume d'eau ou d'eau

ammoniacale), ne pas contenir plus de 8% en poids, de naphthaline, pas plus de 5% en volume de phénols, pratiquement pas d'huiles légères (1%). Il sera composé en majeure partie d'huiles moyennes, d'huiles lourdes et de brai (pas plus de 22% en poids de carbone libre). Sa densité doit être voisine de 1,19 et comprise entre 1,14 et 1,225 à 15° cent. Comme flux, on peut employer des huiles lourdes débarrassées d'eau, de naphthaline, d'anthracène et d'huiles légères, de densité comprise entre 1,065 et 1,085 à 20° cent. Donc, le goudron brut ne convient pas. Il faut en enlever l'eau, le NH_3 , les huiles légères, les phénols et la naphthaline, pour ne conserver que les huiles moyennes et lourdes et les brais, produits stables et non volatils. Le produit obtenu est mis à la consistance désirée (d'après l'exposition et le climat) par un flux approprié. Il faut notamment éviter le ramollissement en été. Dans les applications en petit, il arrive qu'on emploie du goudron brut, en le réchauffant à une température aussi élevée que possible, pendant quelque temps. On élimine ainsi une grande partie des produits volatils. Si le goudron contient de l'eau en grande quantité, on ne parvient qu'à dépasser 80° car, au delà, le goudron mousse et s'épanche. Pour éviter les insuccès, il est recommandable de mettre en oeuvre un goudron de composition appropriée et contrôlée.

Les liants hydrocarbonés subissent, en général, une modification de leurs qualités par des chauffages répétés et prolongés. Il y a une tendance à la polymérisation; la consistance augmente à chaque chauffage, la résistance aussi, tout d'abord; au delà d'une certaine limite, le produit durcit et devient cassant. L'oxydabilité renforce le phénomène et tend à provoquer le durcissement. Les brais de houille s'oxydent et durcissent plus rapidement que les brais bitumineux; il faut donc, pour un goudron de composition convenable, éviter de chauffer au delà de la température moyenne nécessaire pour un bon arrosage et ne pas réchauffer plusieurs fois.

Le goudronnage se fera avantageusement peu de temps après un rechargement général, donc sur un empierrement en bon état. Sinon, on rétablit l'uni de la chaussée par des empois bien damés. Avant goudronnage, la chaussée doit être énergiquement balayée (au besoin mécaniquement).

La chaussée doit être aussi sèche que possible et, de préférence, chaude. On ne goudronnera donc, dans nos régions, que de mai à septembre et par beau temps. Pour de petites surfaces (réparations), on peut employer des sécheurs à brûleurs de pétrole, dont la flamme est étalée sur la route par des écrans en tôle. Le goudronnage se fait, en général, à chaud, pour donner la fluidité voulue. Le chauffage s'effectue dans la tonne arroseuse même (petits modèles à main) ou dans des chaudières (depuis les plus petits modèles jusqu'aux plus grands). Pour de grands travaux effectués au moyen de citernes arroseuses automobiles, on établit souvent un emplacement central de chauffage près du dépôt de goudron. Un type intéressant est la chaudière chauffeuse Cassailly. Le chauffage se fait par un serpentin de vapeur passant dans le réservoir. Le chauffage terminé, la vapeur est admise dans le réservoir et le goudron est ainsi introduit sous pression dans la tonne distributrice. Ensuite, on ferme l'arrivée de vapeur et on arrose intérieurement le réservoir; la vapeur se condense et le vide produit sert à aspirer le goudron frais. L'opération recommence.

Dans les régions industrielles, on peut prendre le goudron chaud à l'usine, en tonnes automobiles. Il faut toujours contrôler la composition.

Le goudron chaud est répandu aussi uniformément que possible: à la main (arroseurs), par tonnes (à la main, à traction animale ou automobile) et, dans ce cas, par la gravité ou par pulvérisation sous pression. La pulvérisation peut se faire par le moyen d'une petite pompe rotative recevant son mouvement des roues du véhicule, soit par l'air comprimé ou la vapeur produits par un appareil monté sur le véhicule. Elle constitue certes un important perfectionnement; elle demande un moindre réchauffage, assure une meilleure adhérence à la route et une très grande uniformité. Sa distribution se fait par rampes (gravité ou pression) ou par tuyaux et ajutage (pression). Lorsque le goudron est répandu par gravité, on le balaye, soit à la main, soit par un balai fixé sur le véhicule derrière la rampe distributrice, afin d'assurer l'uniformité du repandage qui est indispensable; la quantité varie de 2 kg (premier goudronnage) à 1 kg (goudronnages ultérieurs) par m². Il ne faut pas de vi des;

les raccords, si on opère par demi-largeurs, doivent être bien faits. Il serait désirable d'interrompre la circulation pendant quelques jours après le goudronnage : pratiquement, ce n'est guère possible. On laissera refroidir pendant quelques heures, de manière que les huiles pénètrent aussi bien que possible dans la route. Puis on répand une couche de sable, parfois les produits même du balayage; on l'enlève après quelques jours. L'usage du petit gravier n'est pas recommandable, il risque d'abîmer l'enduit. Le sable sert surtout de protection; en cas de pluie, il faut sabler tout de suite.

Une route bien goudronnée prend, après quelque temps de circulation, un aspect uni; on constate que le goudron pénètre dans la chaussée sur une profondeur qui peut atteindre 5 à 6 cm. Il faut éviter un excès de goudron qui donne lieu à des ramollissements en été et à des boues en hiver, mais il faut que les pores soient bien fermés. La meilleure méthode semble celle de goudronnages fréquents mais modérés, sous pression. En résumé, le goudronnage superficiel est recommandable et peut donner de bons résultats s'il est effectué avec de bons produits, par des moyens mécaniques perfectionnés, en bonne saison, sur une route en bon état, bien sèche et, autant que possible, bien exposée. Le goudronnage rendant la route plus glissante, il ne faut pas de pentes longitudinales supérieures à 5%; un bombement de $\frac{1}{50}$ convient. Le goudronnage convient mieux aux pierres dures qu'aux pierres tendres; il ne résiste bien qu'à une circulation légère ou moyennement lourde même active; il ne résiste pas aux poids lourds à bandages pleins.

Il y a intérêt à maintenir les routes goudronnées en bon état constant. Les flaches seront comblées le plus tôt possible avec un empis de pierrailles et sable liés au goudron et bien pilonné. On regoudronnera périodiquement, tous les ans, si l'intensité de la circulation l'exige et même parfois à des intervalles plus rapprochés (Angleterre). Le prix de revient est d'environ 0,15 à 0,20 frs or par m². Les frais d'entretien d'une route goudronnée peuvent être réduits de 50% et la durée de vie plus que doublée. Le goudronnage est donc techniquement et économiquement avantageux; c'est deve-

ou le complément désirable des empièvements pour les routes où ce revêtement peut encore convenir.

Les goudronnages à froid se font parfois au moyen de goudron brut fluidifié par des huiles lourdes : procédé plus coûteux que le chauffage. Le résultat est moins certain et moins bon.

§ 3) Enduits superficiels de bitume.— La grande production de pétrole qui donnera d'énormes quantités de bitumes plus ou moins mous, fait que les répandages superficiels de bitumes à chaud ou en émulsion se développent aussi depuis quelques années. Les enduits au bitume ne présentent pas de différence de principe par rapport au goudron ; ils sont plus coûteux. Le répandage à chaud est plus difficile que celui du goudron à cause du point de fusion plus élevé du bitume, qui exige un chauffage plus élevé. Sa viscosité est plus grande et le bitume se fige plus vite. Les obstructions sont donc à craindre et le bitume, trop froid n'adhère plus à la route. Les arroseuses pour le bitume doivent donc présenter des dispositifs assurant le chauffage jusqu'au moment du répandage. La pulvérisation sous pression élevée (plusieurs atmosphères) est très intéressante pour le bitume à cause de la plus grande adhérence et en vue de régler la quantité, donc le prix de l'enduit. Dans de nombreuses régions, on emploie le bitume en mélange avec une proportion prépondérante de goudron (70%). Ou bien, on répand le bitume après goudronnage préalable ; il faut moins de bitume et l'adhérence est meilleure (Voir travaux du Congrès de Milan). Il semble que le goudron soit beaucoup amélioré par l'addition de bitume ; le prix est moindre que celui d'emploi de bitume pur. Le dosage optimum doit être étudié dans chaque cas. Par suite du pouvoir agglutinant du bitume, les enduits sont généralement recouverts d'une couche de gravillon.

§ 4. Émulsions.— Pour la simple protection contre la poussière, les émulsions de goudron ou de pétrole constituent un bon procédé. Les émulsions aqueuses de goudron ou de bitume sont obtenues grâce à la présence d'un savon émulsionnant et d'un colloïde stabilisant (dextrine). Le mélange s'effectue à chaud, aux environs de 100°, par un intense

brassage mécanique. Le produit est mis en oeuvre tel qu'il est (concentration 50%) ou bien on le prépare concentré (75%) et il doit être allongé d'eau au lieu de l'emploi. Puisqu'il ne craint pas l'eau, il peut être mis en oeuvre par temps humide. On emploie surtout des arrosoirs à larges bacs ou le répandage par vidange directe des fûts; les rampes d'arroseuses mobiles s'obstruent rapidement. L'uniformité s'obtient par balayage. Puis on sable ou gravillonne. L'enduit sèche par évaporation de l'eau. Ces enduits se font plus ou moins épais. Les enduits épais se rapprochent, en réalité, des procédés de pénétration étudiés plus loin. D'une manière générale, ces produits ont comme inconvénient, l'instabilité de l'émulsion, qui ne peut se conserver généralement que pendant une durée limitée et seulement en bonne saison.

D'autre part, la résistance et la liaison aux pierres semblent, vu son mode de confection, moins considérables que dans le procédé à chaud. Toutefois, un léger cylindrage ou la circulation même sont susceptibles d'améliorer la liaison par compression.

Le grand avantage de ces produits est de permettre en tout temps un répandage rapide, facile et à faible dosage; ils conviennent bien pour la lutte contre la poussière et notamment pour les enduits saisonniers des routes des régions balnéaires, pour des enduits occasionnels de circuits automobiles, etc., ainsi que pour l'entretien de routes au goudron ou asphaltiques.

Le Comité de standardisation prévoit comme essais essentiels pour les émulsions, le dosage de l'eau et du bitume et fait étudier la question de la stabilité des émulsions et de l'influence des qualités des composants (émulsionnant et stabilisant). En somme, l'emploi des émulsions, qui présente de grandes facilités pour les répandages superficiels, semble susceptible de prendre une grande importance, par suite de l'insuffisance actuelle de production du goudron. En France, l'administration des routes a créé de nombreux centres d'émulsion en régie. Dans ces conditions, le procédé semble être très économique et satisfaisant.

Pour la lutte contre la poussière, on arrose aussi au moyen de so-

lutions de sels déliquescents : chlorure de Ca, Mg ou eau de mer, le sel cristallisé doit être enlevé avant la mauvaise saison.

§ 5. Revêtements agglomérés au goudron (tarmacadam).

Employés comme couche de roulement ou d'usure de 10 cm. d'épaisseur au plus. Comme fondation, on emploie un ancien empièchement ou une fondation en béton, sans interposition.

Tous ces revêtements aussi, les spécifications anglaises sont recommandables pour le goudron. Densité: 1,21; limites: 1,15 à 1,24 à 15°C. Un peu moins d'huile et plus de brai; ni eau (0,5 à 1%), ni huiles légères (1%), peu de naphthaline (5%), peu de phénols (4%) limite analogue, pour le carbone libre (24%), à celle du § 2. Voir aussi les spécifications pour le brai (Le Gavrian).

Le procédé de pénétration est le moins répandu sur le continent. En Angleterre, il se fait en une ou deux couches. La pierreaille, auparavant séchée, est cylindrée sur 7 à 8 cm. d'épaisseur à sec; ensuite on verse, à chaud, le liant qui est un mélange par parties égales de brai flusé et de sable chauffé, ou de brai et de goudron, ou une composition analogue (divers brevets). Il en faut généralement 6 à 8 lit. par m² ou davantage selon les cas. On recouvre aussitôt le liant d'une mince couche de criblures et on cylindre pour le faire pénétrer dans l'empièchement avant durcissement. Après durcissement, on verse encore du sable et des criblures et on cylindre pour parachever. Les pierreailles doivent être bien sèches et propres; elles sont passées dans un sécheur dépoussiéreur. L'homogénéité du revêtement est incertaine. S'il y a trop peu de goudron, la liaison est mal faite. Là où il y en a trop, la route manque de consistance. Il faut donc un personnel expérimenté et un matériel approprié. Il est difficile de tenir le mélange de brai et de sable bien homogène; certains produits spéciaux sont peut être plus homogènes (craie ou chaux en poudre très fine). En tous cas, le goudron fluide ne convient pas. Le procédé convient pour les déclivités; il est moins glissant que le tarmacadam par mélange.

Dans le tarmacadam fabriqué par mélange, la pierreaille bien séchée

et dépoussiérée est brassée mécaniquement à chaud avec du goudron approprié, de manière à être bien enrobée partout. La quantité par m^3 dépend surtout de la surface totale des matériaux, c'-à-d. du calibre. Elle est d'environ 50 kg par tonne de $\frac{1}{2}$ et de 80 kg par tonne de criblures. On laisse souvent refroidir les matériaux en tas, l'enduit prend une consistance presque solide. Si l'on procède au placement à chaud aussitôt après mélange, on mélange du brai au goudron dans la proportion 1 : 3.

Les pierrailles sont de calibres divers dans une proportion bien déterminée pour former un béton compact. D'après les spécifications anglaises, on peut envisager :

calibre	4 - 6 cm :	57 % ,
"	2 - 4 "	23 % ,
"	0,5 - 2 "	15 % .

Ces matériaux sont enrobés ensemble et placés pêle-mêle ou bien parfois par couches superposées d'épaisseur et de calibre décroissants. On cylindre avec un cylindre moyen tandem (8 à 10 T), avec précaution au début (pour placer les matériaux) et moins fort que pour un empierrement. On répand ensuite une couche de criblures fortement cylindrée, puis une couche de sable goudronnée pour sceller. Après peu de jours, on met en service; après quelques semaines, on achève par un goudronnage superficiel recouvert de fines criblures que l'on cylindre encore pour terminer. Les criblures ont pour but d'éviter autant que possible que la chaussée soit glissante. Pombement $\frac{1}{60}$. Le cylindre le plus adéquat est le cylindre tandem à deux jantes égales (parfois à moteur automobile) ou même monojante.

La fabrication du tarmacadam demande beaucoup de soins, il faut une installation appropriée. Il y a des types divers de machines à opérations isolées ou réunies. Les conditions les meilleures semblent devoir être réalisées par les usines mobiles de moyenne grandeur, disposées en un point central d'un grand chantier, les matériaux étant conduits au lieu d'emploi par camions automobiles transportant les produits chauds. Ou bien, par les grandes usines installées dans le

voisinage des carrières, la mise en oeuvre se faisant alors à froid après macération. Le produit doit être contrôlé ou garanti.

Pour les routes à circulation légère, les matériaux moyennement durs peuvent être préférables : ils se laissent mieux imprégner et répartissent mieux l'usure. S'il y a des charges lourdes, il faut des matériaux durs ; la confection demande alors beaucoup plus de soins.

Les laitiers de haut-fourneau conviennent très bien pour le tarmacadam. Le laitier doit être de qualité appropriée pour les routes (moyenne : 30% CaO, 40% SiO₂, 20% Al₂O₃, 5% MgO, 5% divers). La densité apparente du laitier enrobé doit être 1500 kg/m³.

Certaines usines métallurgiques fabriquent du laitier goudronné, en stock. En Angleterre, on appelle « tarmac » un produit spécial qui serait obtenu en imprégnant de goudron, des pierrailles de laitier encore chaudes. Il ne présente pas de différences essentielles par rapport au produit ordinaire.

Il existe des variantes nombreuses, souvent des procédés particuliers. Ils comportent quelquefois l'addition de poudres inertes : sable fin, craie, chaux, etc... ou des mélanges divers de goudron, de brai et d'huiles ; dans les derniers temps aussi l'addition d'une faible proportion de bitume ou de résine. Mais le procédé reste, en principe, le même.

Le goudronnage interne demande, comme le goudronnage externe, un entretien constant, fait à temps. Les flaches sont remplies le plus tôt possible d'un béton de brai bien pilonné. On l'approvisionne parfois d'avance en pains que l'on fond sur place dans une petite marmite. On goudronne périodiquement, par exemple tous les ans. Enfin, notons que l'on emploie aussi les émulsions de goudron et de brai pour les procédés par pénétration et par mélange. Les routes en tarmacadam ont d'excellentes caractéristiques ; elles sont très bonnes pour le trafic léger et moyen et admettent un certain trafic lourd. Elles sont économiques : 1 à 2 fr or de plus par m² que l'empierrement ordinaire. Elles sont faciles d'exécution et d'entretien ; les matières premières ne font pas défaut et sont susceptibles d'une production

abondante par le développement de l'industrie chimique de la houille. Le procédé paraît donc susceptible de développement, notamment en Belgique.

§ 6. Revêtements agglomérés aux bitumes, - s'emploient également comme couche de roulement, sous des épaisseurs généralement plus faibles que le tarmacadam pour la couche de roulement proprement dite, généralement 5 cm. Se posent sur un ancien empierrement, même sur un pavage, bien que ce soit peu recommandable, ou sur une fondation en béton. Dans certains cas, une couche intermédiaire de liaison (*bindex*) est nécessaire.

Le principe du revêtement est le même que celui du tarmacadam, mais, par suite de la qualité supérieure et du prix élevé du liant, il convient d'apporter plus de soins à sa confection. Le procédé par pénétration peut être appliqué, mais il ne convient qu'aux régions, telles que l'Amérique, où les bitumes sont abondants et bon marché. En outre, il faut des bitumes très mous. En Europe, vu le prix élevé du produit, il n'est pas recommandable d'employer un procédé aussi sommaire et incertain. Cependant les émulsions se prêtent spécialement au procédé de pénétration par enduit épais. La facilité de mise en oeuvre et la bonne adhérence de la chaussée rendent ce procédé intéressant et susceptible de développement sous réserve de la durabilité qu'établira l'expérience. Le mélange de goudron et de bitume peut aussi convenir à chaud, la proportion du bitume étant un peu supérieure à celle des enduits superficiels.

La pratique du procédé par imprégnation ne diffère pas en principe de celle du tarmacadam, sauf le soin à y apporter et la distinction en deux systèmes de revêtement différents : le mortier d'asphalte ou « sheet asphalt » et le béton d'asphalte ou « concrete asphalt » dont le premier n'a guère son équivalent dans les revêtements au goudron, tandis que le second correspond au tarmacadam ordinaire perfectionné.

Les dosages doivent être étudiés avec le plus grand soin, tant pour économiser le liant, qui est coûteux, que pour obtenir les meilleures qualités du conglomérat. La technique en est d'origine principalement

américaine et les Américains ont employé tout d'abord les dosages les plus divers, entre lesquels il n'y avait apparemment pas de concordances et dont il est difficile de déduire des principes directeurs à première vue. Il s'agit d'une multiplicité de procédés particuliers; il n'est pas surprenant qu'il en résulte une certaine confusion. Ses études de laboratoire et notamment les travaux du 4^e Congrès de la Route (Séville 1923) et du 5^e (Milan, septembre 1926) ont essayé d'établir des règles principales qui permettent de déterminer, dans chaque cas, en tenant compte des circonstances particulières, les compositions normales.

On consultera avec avantage les rapports de ces Congrès, ainsi que les articles publiés par M. R. Féret, de 1920 à 1926 dans le B.A.I.P.C.R.

Les principes essentiels à observer sont les suivants:

Il faut tout d'abord apporter un grand soin à la composition granulométrique du mélange de manière à réduire les vides de substratum solide. Il en résulte une diminution de la quantité de bitume. Celui-ci doit remplir tous les vides, pour éviter la porosité, l'absorption d'eau et l'oxydation par l'air, qui durcit le bitume et le rend cassant. Mais il faut éviter l'excès de bitume, afin que le revêtement ne soit pas mou. Ses Américains ont poussé ce dosage à un très haut degré en considérant un très grand nombre de calibres. Le dernier Congrès de Milan envisage un classement plus simple en :

- 1°) gros agrégat retenu par le tamis à mailles carrées ayant 6 mm. de côté ($\frac{1}{4}$ pouce);
- 2°) l'agrégat menu, passant à travers le tamis précité et retenu par le tamis standard n° 200 (6200 mailles par cm^2);
- 3°) la farine passant à travers le tamis n° 200 (ouverture: 0,075 mm)

Le bitume ne doit pas s'employer pur, mais associé à une matière minérale inerte en poudre impalpable: «filler» ou farine, soit du poussier, de la chaux, de la craie ou du ciment. Ce «diluant inerte» donne du corps au bitume et le rend moins sensible aux variations de température; il contribue à la compacité du conglomérat. Il remplit les plus petits vides et rend donc ainsi les espaces libres pour le bitume,

très petits, ce qui est avantageux à cause de son instabilité physique (Voir Camerman, Annales de l'A.I.G., fasc. I).

Les asphaltes naturels en contiennent naturellement. Comme, pour enrober tous les grains du diluant, présentant une surface énorme, il faudrait trop de bitume et que le mélange se ferait mal, il faut ajouter aussi du sable fin ou moyen. Sa quantité du diluant paraît indifférente; on en prendra la proportion la plus forte possible pour conserver une consistance encore molle. Les grains moyens augmentent la compacité; les grains fins, la résistance au choc. Enfin, la tendance se manifeste de mélanger du goudron au bitume, ce qui abaisse la température de mélange de l'agrégat et du liant et diminue le prix du barit et de la préparation. L'attention est attirée sur l'influence des matières très fines en suspension dans les bitumes et goudrons, notamment le carbone libre, sur les propriétés adhésives et agglutinantes du barit; elle doit encore faire l'objet d'études

Le bitume doit présenter surtout des qualités d'agglutination, c'-à-d. d'adhésivité et de liaison. Cette qualité est différente de la ductilité et n'a pas encore reçu de spécification précise. Le pouvoir agglutinant, la ductilité, la cohésivité constituent ce que l'on appelle les propriétés asphaltiques. Elles doivent être stables dans les conditions d'emploi, c'-à-d. entre les limites de température qui correspondent au climat et à l'exposition. Les spécifications correspondantes ont trait au point de ramollissement et à la pénétration (consistance).

Nous avons déjà indiqué les effets des réchauffages successifs du bitume. On pourrait, dans chaque cas, établir, par des essais de laboratoire, quel traitement thermique est susceptible de donner le meilleur résultat.

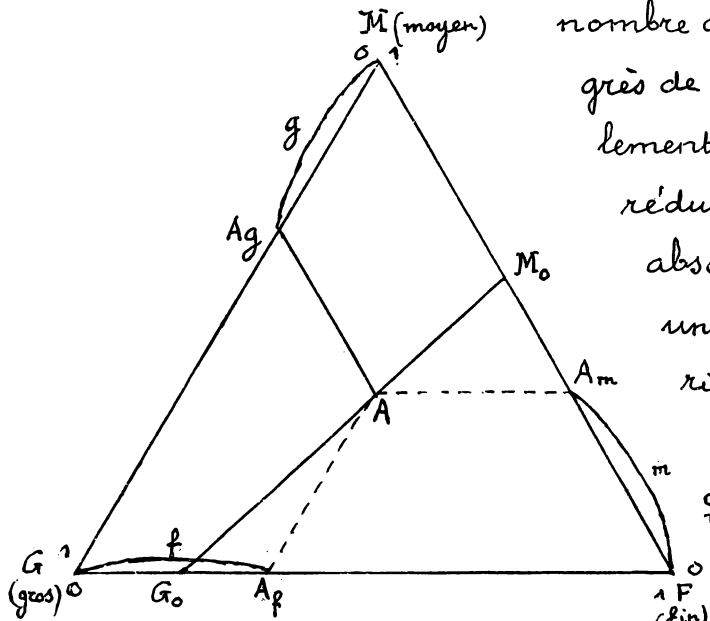
Aux essais, le calibre des pierresailles paraît assez indifférent, non leur nature minéralogique. Les résistances au choc et au frottement jouent un rôle marqué; il faut donc des pierres dures de bonne qualité: A cause de la faible épaisseur du revêtement, il est recommandable d'employer les petits calibres (25^m maximum). En tous cas, ne pas dépasser, en

calibre la moitié de l'épaisseur du revêtement. En Belgique, on emploie donc la grenaille standardisée 5-20 mm, éventuellement le 2-4 cm.

Monsieur Feret a étudié par des diagrammes triangulaires un grand nombre de mélanges présentés au 4^e Congrès de la Route, en 1923, principalement de source américaine. Il a réduit tous ces dosages en volumes absolus, d'après un classement unique basé sur les tamis américains dont les principaux sont:

N ^o	200	80	40	10
ouverture d'une maille en m/m.	0,074	0,177	0,42	2,00

Appelons p, s, f et b les proportions en volumes absolus



de pierrailles, sable, farine et bitume.

En considérant les mélanges entiers classés d'après:

fin: bitume + farine passant au tamis 200;

moyen: sable passant au tamis 10 et retenu au 200;

gros: pierrailles et criblures retenues au tamis 10,

il a constaté que les points représentatifs

des mélanges sont très voisins d'une droite G_0M_0 , d'équation:

$$\frac{p}{FG_0} + \frac{s}{FM_0} = 1$$

En effet:

$$\frac{AA_m}{FG_0} = \frac{M_0A_m}{FM_0}$$

$$AA_m = g$$

ou:

$$\frac{g}{FG_0} = \frac{FM_0 - m}{FM_0}$$

donc:

$$\frac{g}{FG_0} + \frac{m}{FM_0} = 1$$

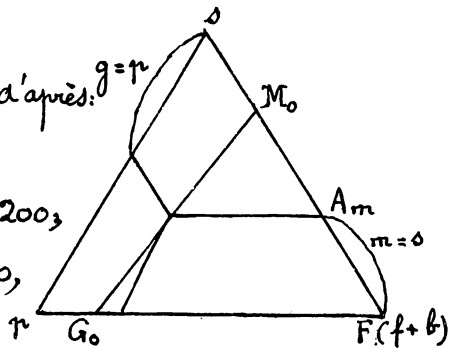
En supposant le mélange plein, $p + s + f + b = 1$.

$$\text{Donc: } b + f = \left(\frac{1}{FM_0} - 1\right)s + \left(\frac{1}{FG_0} - 1\right)p = \frac{MM_0}{M_0F}s + \frac{GG_0}{G_0F}p.$$

D'après les valeurs trouvées:

$$b + f = \frac{s}{2} + \frac{p}{5}.$$

Le volume du bitume et farine = le demi-volume des sables + $\frac{1}{5}$ du



volume des pierres et criblures.

Pour établir les proportions de farine et de bitume, M^e Fèret a considéré trois éléments:

fin = bitume

moyen = farine passant au tamis 200.

gros = tout le reste.

Il trouve encore une droite représentative d'équation

$$b = 1,46 f + 0,13 (p + s) \text{ en volume,}$$

$$b = 0,55 f + 0,05 (p + s) \text{ en poids.}$$

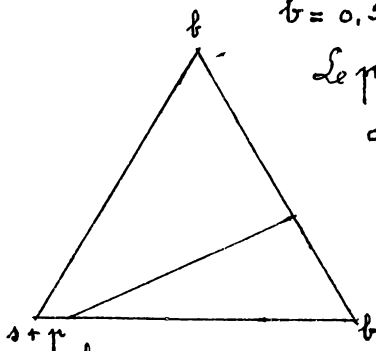
Le poids du bitume = 55% du poids de la farine + 5% du poids des éléments grossiers.

Enfin, en divisant les sables (10 - 200) en

$$s' \text{ fins} = \text{du n}^\circ 80 \text{ au n}^\circ 200,$$

$$s'' \text{ moyens} = \text{du n}^\circ 40 \text{ au n}^\circ 80,$$

$$s''' \text{ gros} = \text{du n}^\circ 10 \text{ au n}^\circ 40,$$



on obtient $s' = 0,6$ $s'' = 0,2$ s''' en volume

Pour les criblures et pierres, il considère :

$$\begin{aligned} p' \text{ fins} &= \text{du n}^\circ 10 \text{ au } \frac{1}{4} \text{ de pouce (6,35 mm)} \\ p'' \text{ moyens} &= \text{du } \frac{1}{4} \text{ de pouce au } \frac{1}{2} \text{ pouce (12,7 mm)} \\ p''' \text{ gros} &= > \frac{1}{2} \text{ pouce.} \end{aligned}$$

On trouve $p' = p''$ en volume.

Les grains moyens et fins sont à peu près en égales proportions, les gros grains sont généralement en très faible proportion.

Les études antérieures de M^e Fèret (Bulletin A.I.P.C.R n^o 14, avril 1920), ont montré qu'aussi bien pour un mortier que pour un béton, le maximum de compacité s'obtient avec des mélanges d'environ

$$g \cong \frac{2}{3} \quad f \cong \frac{1}{3} \quad m \cong 0 \text{ en volumes absolus,}$$

ce qui correspond à peu près à 60% de pierres et 40% de mortier en volume ou 2 : 1 en poids. Ces mélanges sont trop secs et difficiles à compacter. Un béton plus gras est d'emploi plus facile; on abaisse la quantité de pierres à 50 ou 40%, ce qui correspond environ à des proportions égales en poids.

D'après les formules moyennes des compositions américaines définies ci-dessus, on obtient les dosages ci-après en volumes absolus (Bulletin A.I.P.C.R, n^o 45, mai-juin 1926. A propos de la composition des revêtements

asphaltiques, par F. Campos). Mélange.

	Sec	Moyen	Gros
Pierrailles	0,60	0,50	0,40
Mortier	0,40	0,50	0,60
Sable	0,185	0,266	0,346
Farine	0,046	0,054	0,064
Bitume	0,169	0,18	0,19
Pierrailles + sable	0,785	0,766	0,746
Substances minérales	0,831	0,820	0,810

Quant au sable, en combinant la formule moyenne américaine avec la condition de compacité qui, d'après M. Camermon (op.cit.) est :

$$\delta' = 0,5 \left(\delta'' + \delta''' \right),$$

on trouve :

$$\delta''' = 0,17 \quad \text{No du tamis (10 à 40) ,}$$

$$\delta'' = 0,50 \quad \text{(40 " 80) ,}$$

$$\delta' = 0,33 \quad \text{(80 " 200) .}$$

Cette composition est voisine de celle préconisée par M. Camermon.

On voit que, dans les différents mélanges, la proportion totale de matières minérales est à peu près constante et voisine de 0,82; la proportion du bitume (bitume pur) est voisine de 0,18.

La proportion farine : bitume est voisine de 1 : 3,3. Toute la plasticité du mélange résulte, en fin de compte du rapport pierreille : sable, qui varie dans des limites étendues.

Le prix de ces différents mélanges doit donc être peu variable. On emploiera l'un ou l'autre selon les circonstances, par exemple le mélange sec ou moyen à éléments gros pour la circulation lourde. L'épaisseur sera relativement forte. Pour une circulation de poids moyen, mais rapide, l'épaisseur peut être moindre; le mélange gras convient alors parce qu'il est plus ductile.

Les dosages précités sont voisins de celui que M. Camermon avait déduit d'autres considérations expérimentales et théoriques :

$$\text{Pierreille : } 0,54 \quad ; \quad \text{Sable + farine : } 0,28 \quad ; \quad \text{Bitume : } 0,18,$$

en volumes absolus. Pour les dosages en poids, on envisage que le rapport du poids spécifique des pierres à celui du bitume est 2,65.

Pour le « sheet asphalt » ou mortier asphaltique, il faut faire :

Dans la 1^{ère} formule, $p = 0$, il reste :

$$b + f = 0,50 \quad (\text{identique à la règle de Férét}).$$

Il y correspond : Sable : 0,67 (de la composition indiquée)

Farine : 0,10

Bitume : 0,23 } 0,33.

Il y correspond en poids 10% de bitume, conforme au dosage préconisé par M^e Camierman. La proportion de substance minérale est moindre; celle de bitume beaucoup plus élevée. Ce système convient dans des circonstances très spéciales : pénurie de matériaux pierreux, abondance de sable et abondance commerciale de bitume : voirie urbaine.

Le mortier d'asphalte est très glissant. Pour réduire cet inconvénient, on peut y incorporer une certaine quantité de pierres, 20% p. ex, à vrai dire insuffisante pour former un béton proprement dit. Mais on peut, de la sorte, envisager une variation continue de dosage, représentée par un diagramme synthétisant les formules de M^e Férét (v. planches). Une réserve est à faire : ces formules se rapportent aux mélanges pleins. Par suite de la fluidité imparfaite des bitumes mis en œuvre, il peut subsister des vides, mais il faut évidemment, par le soin de la confection, chercher à les réduire au minimum.

En résumé, les dosages doivent être soigneusement étudiés d'après les conditions locales et en vue du but à atteindre. Les données précédentes donnent des indications générales. Ces dosages devront être soumis aux essais précédemment cités avant mise en œuvre. Les bitumes aussi devront être soigneusement étudiés avec le concours d'un ingénieur chimiste. Les qualités doivent varier d'après le dosage et le but à atteindre; le principal facteur à envisager est le climat (températures extrêmes).

Le triage et le dosage des matériaux sont soigneusement faits dans des chantiers généralement centraux. Les matériaux bien propres, manutentionnés mécaniquement, sont séchés et chauffés, puis malaxés

à chaud avec la charge de liant et de farine. Il existe des malaxeurs continus et discontinus. Le conglomérat est transporté chaud en camions automobiles jusqu'au lieu d'emploi.

Les bétons bitumineux s'emploient en une couche de 5 cm, sur fondation solide, comme il a été dit. On cylindre au cylindre léger tandem, de 8 à 10 T, légèrement et jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de vides apparents. On achève par un enduit superficiel de barit asphaltique à chaud recouvert de criblures et cylindré. La pierre doit être de bonne qualité, car le squelette joue un très grand rôle. Le bitume ne doit pas être trop dur, mais très adhésif et ductile, pour éviter le déchaussement de la pierre. Le revêtement n'est pas trop glissant.

On préfère parfois le sheet asphalt plus homogène. Il peut s'employer en couche plus mince (3 à 4 cm) mais il faut alors interposer une couche de liaison ou binder en béton asphaltique grossier, p. ex. 5 parties de pierresailles et 2 de sable + 5% de bitume en poids (pierresailles 0,625, sable 0,25, bitume 0,125 en volume). Cette couche aura 4 cm. d'épaisseur. En Europe, on fait généralement le sheet sans binder, à 5 cm. d'épaisseur. Il est cylindré au cylindre léger tandem 6 T jusqu'à compacité complète, puis saupoudré de calcaire ou de ciment. On emploie aussi beaucoup actuellement, les cylindres monojantes légers. Ce revêtement résiste surtout par la ductilité du bitume, qui doit être plus dur et tenace. Le revêtement est très homogène et uni, mais glissant. Aussi ajoute-t-on fréquemment au sable une assez forte proportion de criblures de 6 à 15 % pour augmenter la rugosité de la surface, mais sans que la composition devienne un béton. On incorpore parfois aussi du gravillon en surface, par cylindrage, alors que la route est encore molle.

Observons qu'en Amérique, on emploie aussi des bétons imparfaits: pierresailles enrobées de bitume, sans sable ni farine. Ce conglomérat contient des vides que l'on bouche tant bien que mal par une couche de scellement: couche superficielle de barit saupoudrée de criblures et cylindrée. Ce procédé sommaire ne convient pas en Europe. La mise en œuvre des procédés précités demande, en général beaucoup de soins (v. ouvrages spéciaux).

Les routes sont très roulantes, lisses, peu bombées ($\frac{1}{100}$ et moins). Il faut leur donner une bonne butée latérale par des bordures et tenir les revêtements jusqu'au contact des bordures, donc supprimer les caniveaux et, d'une manière générale, toute solution de continuité (voies de tramways). Ces routes deviennent facilement glissantes, sauf celles qui sont faites par le procédé de pénétration; il faut les tenir très propres, relever les virages en courbe et éviter les rampes de plus de 4%. L'entretien, comme pour le tarmacadam, doit être très régulier et soigneusement fait. Moyennant quoi ces chaussées peuvent avoir une longue durée, même pour une circulation moyennement lourde. Elles sont surtout agréables pour le tourisme. Le prix du revêtement varie de 7 à 10 frs or par m^2 environ.

§ 7. Revêtements d'asphalte en roche. Les roches asphaltiques sont formées de calcaire pur ou dolomitique, dont la teneur en bitume est assez variable. Par mélange, on règle le dosage qui peut varier entre 6 à 13% en poids de bitume selon le climat et le poids du trafic. L'argile est défavorable, l'alumine ne peut doser plus de 2%.

a) Asphalte comprimé. Ce revêtement est déjà ancien en Europe (1840-1850). Il utilise la poudre des roches de calcaire asphaltique finement broyées. Sa finesse doit être assez grande, la teneur en bitume varie de 6 à 13% en poids (en volume 14,5 à 28%). Les essais prescrits sont définis dans les ouvrages spéciaux (Voir Cahier des charges de la Ville de Paris). On exige notamment, à la compression, une résistance de $300 \frac{kg}{cm^2}$ sous une épaisseur telle qu'après damage, l'épaisseur soit de 5 cm. On pilonne ensuite jusqu'à compression suffisante avec des pilons chauffés de 20 cm de ϕ ; on emploie aussi aujourd'hui des pilons pneumatiques. Le procédé demande des ouvriers très expérimentés et des précautions spéciales à la jonction des bordures, etc... C'est un revêtement qui convient surtout à la voirie urbaine. Il est très glissant. Prix environ 14 frs or par m^2 . Voir rapport de M. M. Cattaneo et Borri au 4^e Congrès de la Route. 1923 (Italie).

b) Le mastic d'asphalte. Asphalte coulé. (Voir rapport de M. Steiner, idem, - Suisse). Est employé depuis longtemps pour les trottoirs des villes, depuis moins de temps pour les chaussées. On obtient le mastic d'asphalte

en mélangeant ensemble de la poudre calcaire asphaltique et un asphalte raffiné et fluxé et soumettant le tout à une cuisson appropriée. Le produit est coulé en pains de 25 kgs. Ils ne doivent pas contenir moins de 12 ni plus de 18% de bitume pur en poids (en volume de 26,5 à 37%); ils doivent répondre à certaines spécifications, notamment de dureté (grande).

Pour la mise en oeuvre, aussi bien pour les trottoirs que pour les chaussées, on fond une certaine proportion de mastic d'asphalte avec un fondant approprié (asphalte raffiné choisi) et on y ajoute une certaine quantité de pierresailles ou de sable.

En Italie, pour les trottoirs :

Mastic d'asphalte à 14% de bitume.	45 %	}	en poids.
Bitume naturel raffiné.	5 %		
Gravier ou sable.	50 %		

Cette matière est mise en oeuvre à chaud, comme les revêtements bitumineux, en simple couche de 6 à 7 cm. d'épaisseur ou en deux couches, l'inférieure de 4 cm contenant des pierresailles assez grosses, la seconde, au sable de 20 à 25 mm d'épaisseur. La proportion totale en poids de bitume est d'environ 10% pour les chaussées. Les dosages peuvent s'étudier d'après les principes exposés pour les revêtements bitumineux. Les trottoirs contiennent généralement du sable et des criblures, ils se font sous une épaisseur de 15 mm. La teneur en poids de bitume pur est supérieure à 13%. On peut remplacer l'enduit. Pour les chaussées, le revêtement en asphalte coulé manque de dureté (trop grande teneur en bitume), il ne convient qu'à une circulation de poids modéré et en situation ombragée.

§ 8. Carreaux et pavés d'asphalte. Les carreaux d'asphalte sont formés de poudre asphaltique comprimée à chaud, contenant généralement 11% de bitume en poids. La pression de fabrication est de l'ordre de 500 à 700 kg/cm²; la densité finale doit être d'environ 2 (Résistance : 380 kg/cm²).

Les échantillons sont généralement 10 x 20 et 14 x 15; l'épaisseur varie de 1,5 à 5 cm d'épaisseur d'après les applications.

Pour les épreuves, voir ouvrages spéciaux.

On pose sur une fondation en béton, à bain de mortier de 400 kg. de ciment par m³ de sable; on enfonce au maillet de manière à laisser 1 cm. de mortier sous les carreaux. Les joints doivent être très serrés. On étend sur la surface finie un lait de ciment que l'on balaie pour introduire dans les joints; quand la laitance commence à faire prise, on balaie au sable pour sécher.

Les carreaux d'asphalte donnent de bons résultats comparables à l'asphalte comprimé, avec plus de sûreté même si les carreaux sont de bonne qualité. Sous l'effet de la circulation, les joints se serrent et deviennent imperceptibles. Ils conviennent pour les gares, ponts, halles, trottoirs, routes à trafic moyen. Plus récemment, on emploie les pavés d'asphalte ou asphalt-blocks, pavés d'origine américaine formés de béton asphaltique moulé et comprimé sous une pression de 500 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ à 700 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; la teneur en bitume varie de 6 à 9% en poids environ. La densité est d'environ 2,5. Les dimensions courantes sont 30 x 12,5 x 7,5 ou 59 mm.

Les pavés d'asphalte se posent comme les carreaux: ils conviennent dans les villes où ils tendent à se substituer aux pavés en bois. Pour les routes interurbaines, le béton asphaltique monolithe semble préférable. (Voir Rapports au 4^e Congrès de la Route à Séville, en 1923, par M. J. De Ponck (Belgique), G. L. Himstreet (Amérique). Le prix est environ le même.

§ 9. Pavage en bois. - Le pavage en bois n'est plus un revêtement moderne au vrai sens du mot. Après avoir connu la vogue au début du siècle, il est en recul devant les progrès des revêtements bitumineux. Son emploi était cependant réservé à la voirie urbaine, surtout pour les voies étroites à grand trafic, à cause de son élasticité et de son insonorité (absence de vibrations et de bruit). Ses défauts sont sa perméabilité, sa putrescibilité, son usure rapide et la difficulté d'entretien, sans compter le danger de fissuration ou de soulèvement.

Les dimensions courantes sont généralement:

Longueur 16 à 25 cm,
 Queue 10 " 15 cm, généralement 12,
 Largeur 8 cm. environ.

Les pavés sont posés sur une fondation en béton bien réglée et lissée à l'enduit du ciment. Les pavés sont posés sur champ, les fibres étant verticales. On pose les pavés en rangées normales à la circulation, à joints alternés, directement sur le béton ou avec interposition d'une couche mince de sable goudronné. Cependant, lorsque des sous-pressions par infiltration sont possibles, on draine la fondation.

Pour les joints, deux systèmes sont en présence:

a) Le système de joints de largeur déterminée, réalisée par des réglettes en bois ou carton posées à la base des rangées ou par des saillies. A Londres, on adopte 3^{mm}. On coule dans ces joints un mortier de ciment ou du brai ou les deux successivement. L'introduction se fait au balai ou à la raclette.

b) Le système dit sans joints: les pavés sont posés très serrés et les rangées sont pressées les unes contre les autres au moyen d'un madrier posé à plat que l'on bat à coups de masse. Ensuite, on répand du brai comme ci-dessus dans le but de boucher les interstices. Par suite de leur petitesse, il n'est pas certain que l'on réussisse; le 1^{er} système paraît plus sûr.

Les pavés de bois peuvent absorber beaucoup d'eau, ce qui les fait gonfler. Si cette dilatation n'est pas possible, le pavement se soulève. Aussi réserve-t-on entre le pavage et les bordures deux files longitudinales de pavés avec joint de dilatation de 4 cm. rempli d'une matière déformable: sable (perméable), glaise, sciure de bois ou sable goudronné, bitume ou dispositifs élastiques spéciaux. C'est un inconvénient inhérent à ce revêtement. En été, par suite des chaleurs qui dessèchent le bois, il peut se former des dislocations.

On emploie généralement, en France, les bois tendres imprégnés de créosote, parce qu'ils sont moins chers, plus élastiques et rendus imprétrencibles; leur usure est plus régulière, les pavages se déforment moins et sont moins fragiles. (Résistance: 300 à 500 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ selon le degré d'humidité). Dans les pays chauds où dominent les bois durs, on préfère ceux-ci. La pose sans joints leur convient peut-être, car elle diminue

les risques de martèlement et de fissuration.

Les pavages en bois demandent à être tenus dans un très grand état de propreté. L'entretien en est difficile et coûteux. Le prix de revient est de 12 à 14 fr. or. Ces pavages peuvent encore être intéressants dans des cas spéciaux : revêtements de ponts, notamment de ponts mobiles (légèreté et élasticité), dans les pays où le bois abonde, etc....

§ 10. Routes en béton de ciment monolithiques. Elles ont déjà un grand développement en Amérique, moindre en Europe, où l'avenir leur réserve cependant de grandes possibilités, lorsque la technique en sera devenue plus courante. (Voir H. Eréhard, op. cit. D. A. I. P. C. R., n° 29, sept.-oct. 1923.. Rapports du Congrès de la Route à Séville, 1^{ère} Question).

Les routes en béton de ciment ont le caractère de routes modernes : uni, homogénéité, imperméable, faible bombement. Elles ont de nombreux avantages. Elles sont faciles d'exécution. Les matériaux sont généralement abondants. Elles sont solides et très économiques si l'on considère à la fois les frais d'établissement et d'entretien. Elles ne sont ni boueuses, ni poussiéreuses, ni glissantes. Elles peuvent convenir à tous les terrains par suite de la possibilité de les armer. Enfin, après usure modérée, elles sont susceptibles de continuer à jouer le rôle de fondation et fournissent une excellente assise pour une couche de goudron ou de bitume. En principe, le béton convient mieux comme fondation que comme couche d'usure.

Elles ont aussi des défauts : le manque d'élasticité, la sonorité, le danger de fissuration, l'aspect désagréable des routes fissurées, la difficulté d'ouverture des tranchées. Elles résistent mal aux chocs et conviennent donc peu pour le trafic lourd sur bandages métalliques (traction hippomobile) tel qu'il est encore répandu en Europe.

Les routes en béton peuvent être à double ou à simple couche. Le premier système paraît, à première vue, rationnel au point de vue de l'usure, mais on peut craindre que l'hétérogénéité du béton ne déforce le revêtement.

Le second système n'est pas défectueux en principe. Le revêtement sert au roulement tant qu'il reste en bon état superficiel ; après quoi, il sert de fondation à une couche d'usure rapportée. Lorsqu'il y a deux couches, l'inférieure est la plus épaisse, mais à faible dosage de ciment. La supérieure, au contraire, est assez mince, mais d'un dosage souvent très riche. Il faut nécessairement une bonne liaison, sinon la couche supérieure trop mince serait fragile. Le double bétonnage complique l'exécution ; il ne permet notamment pas l'exécution mécanique, telle qu'elle se fait en Amérique. À vrai dire, pour les routes épaisses, la meilleure méthode semble être celle de la simple couche épaisse en béton de bonne qualité, dont la surface est protégée de l'usure par un enduit superficiel de bitume, renouvelé en temps opportun.

La pente longitudinale peut atteindre 7 à 8% au maximum ; ces routes conviennent donc pour les montagnes ; elles ne sont pas ravinées. Pente transversale : 2 à 3% ; bombement : $\frac{1}{70}$ à $\frac{1}{100}$.

La préparation du sous-sol doit être particulièrement soignée. En Amérique, les formes sont réglées au moyen de cerces et cylindrées. Le drainage est particulièrement important ; c'est pour les routes en béton qu'il est le plus soigné en Amérique. La raison en est d'éviter les différences de résistance du terrain, l'altération du béton par les eaux stagnantes et les effets du gel sur le sous-sol.

Pour ces raisons, on recommande beaucoup de poser les routes sur une couche épaisse et bien comprimée de cendrée, qui est à la fois perméable et isolante et de recouvrir de même les drains d'une couche isolante de cendrée dans tous les cas où le gel est fort à craindre (Voir rapport de M^{re} G. Dahlberg (Suède), au 4^e Congrès de la Route, 1923, 1^{ère} Question). L'épaisseur dépend de la profondeur que peut atteindre la gelée. Lorsque le sol humide gèle, il se boursouffle d'autant plus qu'il est plus humide et que le gel est plus profond. La neige isole très bien, de même que la tourbe et la terre végétale. Le béton est plus conducteur, de sorte que le sol gèle davantage sous la route. La route est soulevée avec le sol et subit des fissurations graves, généralement longitudinales. Lors

du dégel, le sous-sol est gorgé d'eau et très peu consistant; la circulation peut aggraver la destruction de la route. Il faut donc très bien drainer et isoler. Le béton mis en œuvre doit être compact et dur. Selon l'expérience américaine, la qualité des pierrailles n'influe pas énormément. Des expériences italiennes montrent cependant que la résistance à l'usure est d'autant plus grande que la pierre est plus dure et qu'il y a intérêt à employer des pierres assez dures et, en tous cas, au moins aussi dures que le mortier. La pierraille doit être de texture homogène pour accroître la résistance au choc du béton. Le laitier cassé peut convenir. Le calibre doit être moyen, 2-4 cm par exemple. Les petites pierrailles accroissent la résistance au choc. Le gravier ne convient pas, d'après les Américains. Il faut du sable quartzueux, graveleux, assez gros, ou du poussier de roche dure. La qualité du sable exerce une grande influence; la résistance de la route en béton dépend surtout de celle du mortier. Le ciment doit être du bon portland. Par suite des qualités de dureté et de la rapidité de durcissement, qui est très avantageuse pour les routes, les superciments et le ciment fondu sont particulièrement intéressants pour la construction des routes en béton.

Le dosage doit donner un béton compact et plein, plutôt riche et aussi dur que possible. Avec du bon ciment ordinaire, on emploiera le dosage 1 : 2 : 4 au moins, de préférence 1 : 2 : 3 (Congrès de Milan). Un dosage convenable donnera une résistance à la compression d'au moins 225 kg/cm^2 après 28 jours et de préférence plus grande. Pour ce qui est de la résistance à l'usure, la qualité du ciment et la richesse du dosage influent sensiblement, mais pas du tout proportionnellement, de sorte que les valeurs moyennes sont probablement les plus économiques. Il convient de noter que les pâtes de ciment pur ont une très faible résistance à l'usure et au choc. Pour ces propriétés, c'est surtout la qualité du sable qui importe.

Le béton doit être aussi sec que le permet une bonne mise en œuvre; en moyenne, le volume d'eau est égal aux $\frac{3}{4}$ de celui du ciment. Il est

fabriqué à la machine ; les différents types de bétonnières peuvent convenir. On peut établir une bétonnière ordinaire semi-fixe et la desservir, ainsi que le dépôt de matériaux et le chantier de bétonnage, par des voies Decauville. En Amérique, on emploie généralement des bétonnières spéciales, qui se déplacent en avant du chantier et qui distribuent le béton, soit par goulottes, ou par bennes roulant sur un bras distributeur. Les matériaux sont manutentionnés mécaniquement par des petits élévateurs à godets, courroies transporteuses, accumulateurs et grues à grappins, etc., et transportés en Decauville le long de la route.

Pour les routes américaines en une couche, de forte épaisseur (voir graphique), le béton est mis en place et réglé entre des formes limitant latéralement le dallage, qui sont généralement en acier et servent en même temps de chemin de roulement aux machines. Le béton doit être bien homogène et placé sur l'épaisseur voulue. On le lisse au moyen de deux cerces en bois qui se déplacent longitudinalement. La 1^{ère} est légère et n'a pour objet que de régler le profil et d'enlever l'excès du béton. La seconde est lourde et on lui donne un mouvement alternatif vertical qui assure un certain battage, pour faire refluer le mortier à la surface et réduire les vides. Ensuite on cylindre transversalement avec un cylindre léger en bois manœuvré des deux bords au moyen de cordes, pour enlever l'eau en excès et accroître la consistance. Enfin, on lisse avec une courroie lisseuse assez large (15 cm), que l'on promène en lui donnant des mouvements longitudinaux et transversaux combinés, de manière à assurer un lissage parfait. Les bords sont lissés spécialement au moyen de truelles ou spatules à long manche.

Pour les grands travaux et les routes larges, ces travaux se font à la machine ; le type en est la machine Lakewood. Les petites inégalités sont enlevées à la main par des ouvriers se mouvant sur une passerelle légère roulant sur des formes latérales.

Comme bordures, on emploie des bordures rapportées en béton, saillantes ou non. Dans certains types, le dallage se relève aux bords pour former bordure solidaire du revêtement.

Le béton doit être protégé pendant le durcissement, pour qu'il ne sèche pas trop vite, qu'il ne subisse pas de basses températures et ne soit pas soumis trop tôt à la circulation. Aussitôt qu'il a fait prise, on l'arrose modérément et on le recouvre de bâches pendant 24 heures. Ensuite, on recouvre d'une couche de sable ou de terre, que l'on maintient en état d'humidité pendant 15 jours par des arrosages répétés ou par un arrosage initial au chlorure de calcium. Parfois on l'entoure de diquettes en argile et on recouvre d'une couche d'eau.

La circulation ne pourra s'établir qu'après un temps plus ou moins long, d'après la saison. Pas moins de 15 jours en tous cas et souvent bien davantage. On évitera de bétonner pendant le gel, les palliatifs ne sont pas recommandables.

La pratique américaine montre que les soins apportés à la confection, c'-à-d.: choix et dosage judicieux des matériaux, mise en oeuvre par des moyens mécaniques appropriés et notamment la protection attentive pendant le durcissement, sont les conditions indispensables du succès; elles doivent être toutes réalisées, comme dans le béton armé.

Depuis 1925 s'est développé en Amérique et en Europe, l'usage du damage vibratoire du béton, qui s'effectue au moyen d'une masse lourde sur laquelle agit une masse plus légère, mise en vibration par petit moteur, à air comprimé, p. ex. On se sert notamment de cette méthode pour incorporer au béton, pendant le damage, une mosaïque de pierre dure cassée répandue sur sa surface (procédé Vibrolithic)

On revêt généralement les routes en béton d'un enduit au goudron ou de bitume, renouvelé périodiquement, qui protège la surface et améliore l'aspect, mais qui augmente la résistance à la traction et adhère parfois mal. Il semble qu'un arrosage au silicate de soude soit préférable.

Il se fait avant la mise en service, 15 jours après la construction. La solution est uniformément étendue au moyen de balais. Elle assure un durcissement de la surface et retarde la formation des flaches. Des expériences japonaises (N. Makino, Concrete Roads, 1926), ont

montré que le silicate de soude donne une légère augmentation de résistance à l'usure. Le chlorure de calcium, qui hâte la prise, produit, au contraire, une augmentation qui peut être élevée, à l'usure. L'arrosage au CaCl^2 n'est donc pas recommandable.

Deux questions importantes et controversées sont celles des armatures et des joints.

Sur sol dur et stable, il ne faut, en principe, pas d'armature. Sur sol mou ou de consistance variable, l'armature est désirable en principe et, d'autant plus, que la circulation est plus lourde. L'armature augmente la solidarité, uniformise les tensions et les températures et augmente la résistance locale. Les armatures sont souvent confectionnées d'avance, en treillis divers et se placent près de la face supérieure, à moins de 7 cm, ou entre la couche de fondation et la couche d'usure. Il est très difficile d'apprécier une forme rationnelle d'armature de résistance. Sur terrain mou, il faut, d'après des considérations statiques sommaires, une armature dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, tant inférieure que supérieure.

L'armature inférieure doit être plus grande que l'autre et doit être renforcée près des bordures et près des joints. Pratiquement, on armera doublement dans les deux sens, mais plus vers la face inférieure que vers la face supérieure. L'armature supérieure sert surtout à renforcer localement la surface de roulement. Sur un terrain discontinu, l'armature sera disposée en travers de la discontinuité.

La question des joints résulte de la tendance des routes en béton à se fissurer. Le retrait peut intervenir. Cependant si le durcissement est bien protégé par du sable humide, il peut être réduit. Il faut admettre que ce sont principalement les variations de température qui agissent. Les variations diurnes de la température provoquent des mouvements du dallage; qui se soulève au centre dans le jour et se relève aux bords, la nuit (voir planche 12).

Dans ces deux positions, l'action du poids propre et des surcharges peut donner lieu à des extensions alternées aux deux faces de la dalle

et à la formation de fissures longitudinales. Les fissures transversales résultent des variations de température et du retrait. Il se forme aussi des fissures obliques, généralement peu étendues et surtout près des bords et joints. Les fissures ont une tendance à se former aux joints de reprise.

Il vient à l'esprit d'empêcher les fissurations par la constitution de joints de dilatation longitudinaux (pour les chaussées de plus de 6 m) et transversaux, ces derniers écartés d'environ trois fois la largeur de la chaussée ou de la distance entre les joints longitudinaux. On aurait ainsi une succession de grandes dalles. On place souvent des joints transversaux obliquement, inclinés à 75° sur l'axe, afin d'éviter le choc simultané des roues. On constate que les joints n'évitent pas sûrement les fissurations et ils ont l'inconvénient d'être des points très délicats du revêtement. Il y a, de ce fait, une tendance à ne plus réserver de joints, ou bien on fait coïncider les joints avec les reprises. On laisse les fissures se former et on les obture ensuite, soit en les ouvrant et les remplissant de béton, ou en y coulant du bitume ductile.

Distance des joints d'après A. E. Goldbeek:

$$f p d = e \sigma_t$$

$$d = \frac{e \sigma_t}{f p} = \frac{0,2 \times 70.000}{2 \times 480} = 14,60 \text{ m.}$$

e = épaisseur (0,2 m).

σ_t = résistance à la traction (70.000 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$).

p = poids par m^2 (480 kgs).

f = coefficient d'adhérence = 2.

d = distance des fissures.

Il y a donc intérêt, pour réduire les fissures, à réduire f , c'-à-d. à poser la dalle de béton sur un coffre bien lisse.

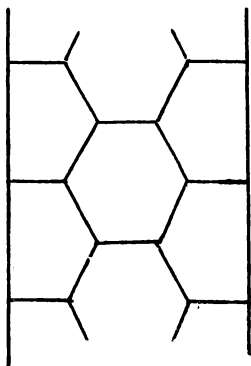
Des ingénieurs anglais ont proposé de tirer parti des joints pour confectionner les routes en béton par sections alternées; les vides ne sont remplis que lors que les premières sections mises en place ont leur consistance définitive. Ce système a certains avantages techniques, le bétonnage est plus facile et mieux fait, les joints moins fragiles. Mais les sujétions d'exécution sont plus grandes, surtout avec les grandes machines. Cependant ce système est assez employé en Angleterre et en Belgique où l'on emploie un outillage plus réduit et léger. Les dalles ont de

5 à 10 m. de longueur; elles sont, de préférence, carrées. Il subsiste néanmoins des sujétions d'exécution. Selon la méthode usuelle des joints de contraction, je pense qu'une solution satisfaisante serait obtenue en bétonnant des dalles de 5 à 10 m. de longueur et en réservant des joints de 0,50 à 0,75 m., que l'on fermerait, après retrait suffisant des dalles et à température moyenne, au moyen d'un béton plastique bien damé.

Lorsqu'on réserve des joints, il faut prendre un soin tout particulier pour leur confection. On les remplit après coup, de matière plastique restant malléable en hiver et ne fondant pas en été. On emploie parfois des dispositifs métalliques élastiques ou bien des dispositifs métalliques ayant simplement pour objet de protéger le joint. On réserve dans ce cas, à la partie supérieure une petite cuvette pour le joint plastique: bitume, fibres imprégnées de bitume, etc.. Tous ces dispositifs sont aléatoires.

La construction des routes en béton par dalles de dimensions restreintes, p. ex. 5 m., a donné naissance, en Amérique, au système hexagonal. Il se compose de dalles moulées sur place et de forme hexagonale, c'-à-d. dont les angles sont de 120° , sauf près des bordures, où ils sont de 90° . Le principe du système est surtout de renforcer les angles des dalles qui sont des points faibles. Ces dalles sont armées.

§ 11. Revêtements superficiels en béton. Dans les pays non américains, on a essayé, en s'inspirant de la technique des routes américaines en béton, de construire des revêtements relativement minces sur des chaussées empierrées. Par suite des faibles épaisseurs d'emploi (8 et même 6 cm), on a cherché à donner à ces bétons des qualités spéciales d'élasticité ou de dureté et de résistance.



Ainsi qu'il a été exposé dans le § précédent, ces propriétés dépendent bien de la composition et du traitement du béton et il est donc rationnel de chercher les moyens de les développer. D'après les résultats d'expériences de caractère scientifique, les facteurs prédominants sont: la qualité du sable, la qualité du ciment et la richesse du dosage. Le meilleur résultat semble correspondre à un dosage

1:2 et à l'emploi de ciment à haute résistance. Le pâte de ciment pur ne donne pas de bons résultats et est d'un prix prohibitif. Ainsi qu'on le constate, une augmentation relativement modérée de la résistance à l'usure (qui est le criterium essentiel), exige une augmentation assez sensible du prix.

Divers procédés spéciaux se sont développés. Ils emploient des dalles minces sur d'anciens empièvements et ils établissent également de telles dalles sur des fondations neuves en béton maigre, ce qui revient aux routes monolithiques à double couche. Nous avons dit déjà que la simple couche en béton ordinaire de bonne qualité est préférable.

La dalle mince sur empièchement, même en béton spécial, est entachée d'un défaut de conception. Si l'empièchement est bien assis, il n'en reste pas moins souple, surtout sous l'effet des lourdes charges tandis que la dalle mince est rigide. Elle est donc exposée à la désagrégation, sous l'effet des chocs des bandages durs surtout. La marge d'usure est faible et dès que celle-ci est assez accusée, la destruction de la route doit être à peu près aussi rapide que celle d'un empièchement. La couche résiduelle ne peut être d'aucun usage et doit être profondément décapée, sinon enlevée avant le renouvellement.

Ce défaut est, aujourd'hui, assez généralement reconnu et il y a une tendance à employer plutôt des dalles plus épaisses (0,10 à 0,15) en béton ordinaire ou de ciment à haute résistance. De bons résultats semblent avoir été obtenus au Japon, par des dalles de 15 cm posées sur empièchement et formées d'une couche inférieure de 10 cm de béton maigre 1:3:6 surmontées d'une couche de « koscki » béton formé de pierrailles et de ciment portland artificiel dans la proportion 1:1,5, soit 750 à 800 kg de ciment par m³ de béton. Il faut de la pierraille très dure, de 2 à 4 cm. Sa résistance à l'usure est maximum. La dalle plus épaisse résiste mieux aux chocs et a une plus grande marge d'usure. Il y a d'ailleurs intérêt à la protéger par un enduit comme une route monolithique et à chercher à réduire l'usure du béton par des renouvellements périodiques de cet enduit.

§ 12.. Choix d'un revêtement.

D'après tout ce qui précède, on emploiera de préférence pour le trafic léger, l'empierrement goudronné ou silicaté, etc.; pour le trafic moyen et assez intense, le tarmacadam, le béton et les bitumes asphaltiques selon les circonstances locales;

pour le trafic lourd, surtout le pavage, sur une bonne fondation éventuellement en béton. Il est à présumer que la forme la plus employée dans l'avenir sera le petit pavage.

Le choix du revêtement dépend certes beaucoup des circonstances locales. Mais les méthodes étant devenues plus nombreuses, la question devra faire dorénavant l'objet d'un examen plus approfondi que par le passé, au point de vue technique, économique et de l'exploitation.

Les essais de laboratoires semblent devoir jouer dans ces questions un rôle de plus en plus important, tant pour les épreuves de réception que pour l'établissement de spécifications plus définies que celles qui existent actuellement. Il sera des plus utile de noter exactement les observations faites sur les routes en service, afin de pouvoir les combiner avec les résultats des études de laboratoire.

Chapitre VI

Ouvrages accessoires, etc....

§ 1.. Accotements. Il a été question précédemment de la largeur (2,00) et de la pente (4-3%) des accotements ainsi que des drains transversaux ou saignées qui les traversent. Ils sont généralement en terre, mais lorsque la possibilité en existe, il est recommandable de les recouvrir de gros sable (laitier), gravillon, criblures, cendrée, etc... Les accotements servent généralement de dépôt pour les matériaux d'entretien. Le développement et la sécurité de la circulation exigent cependant que les accotements soient laissés libres autant que possible. On établira donc de préférence des plateformes spéciales pour les dépôts

de matériaux (voir pl. 6, fig. 1), en dehors des accotements vers l'extérieur de la route, par détournement du fossé ou en saillie sur le talus de remblai. Éventuellement, on consolidera, par des murets de pierres sèches si l'on doit rendre les talus trop raides. Si le fossé ne peut être détourné par manque de place, on peut le recouvrir d'une dalle (Route de Milan à Monza) ou placer un tuyau enterré. On placera ces plateformes si possible alternativement à droite et à gauche, tous les 50 m., par exemple.

Les accotements reçoivent les plantations des routes, généralement une rangée d'arbres à droite et à gauche dès que la largeur entre fossés dépasse 10 m. Les plantations sont favorables à la conservation et à l'entretien de la route; elles agrémentent la circulation et jalonnent la route, leurs produits constituent une certaine source de revenus.

On placera les arbres à 50 cm au moins des bords des fossés et à 4,50 m. au moins de l'axe de la route et à 10 m. de distance au moins dans chaque ligne, davantage si ce sont des arbres de grand développement. En Allemagne, on emploie beaucoup les fruitiers, en France, ils sont admis également. Il y a une tendance à abandonner les arbres à très grand développement, à cause de l'entretien qu'ils demandent et du danger de chute de branches (danger qui existe surtout avec les arbres à bois tendre, p. ex., les peupliers). D'autres sont délicats et souffrent de maladies (ex.: les ormes). Les arbres à petit développement: acacias, aubépinés, saules, tilleuls, maronniers ou les fruitiers, sont plus recommandables. Les accotements larges, les pistes, etc... peuvent recevoir plusieurs rangées d'arbres, distantes d'au moins 4 mètres. (pl. 4, fig. 1).

§ 2. Trottoirs.

Dans la traversée des agglomérations ou à proximité, partout où il y a une grande circulation de piétons, il est désirable de surélever les accotements ou trottoirs séparés de la chaussée par des bordures en saillie de 12 à 17 cm, posées sur sable ou béton ou serrées dans l'enrochement

de base. En Belgique, ces bordures sont généralement en calcaire (petit-granite ou pierre de Meuse). Les dimensions sont standardisées. Pour la voirie interurbaine, on emploiera, par exemple, le type vicinal: largeur 17 ou 15, hauteur 35, longueur 50 minimum. Les bordures des trottoirs de ville sont plus larges (jusqu'à 25 cm. et ont des longueurs plus grandes: 1,20 à 3,00).

Si une voie ferrée est établie sur un des accotements, il est recommandable de surélever sa plateforme et de la séparer par une bordure, de la chaussée (Chemins de fer vicinaux belges). Les rails saillants sont, en effet, un danger réel pour les automobiles.

Si une route comporte plusieurs chaussées séparées par des pistes, avenues, voies ferrées, etc..., celles-ci sont surélevées et encloses de bordures. Les pistes reçoivent un revêtement en rapport avec leur destination: sable épais pour les pistes cavalières, carreaux, asphalte, tarmac, béton pour les pistes cyclables, cendré, gravillon, criblures pour les piétons, ballast pour les voies ferrées, etc...

§3. Écoulement des eaux. (pl. 9). Nous avons parlé des dispositifs pour assurer le ruissellement des eaux de surface et le drainage du sous-sol. Ces eaux sont généralement conduites vers les fossés latéraux en dehors de la plateforme de la route. Ces fossés ne se calculent généralement pas; on leur donne des dimensions assez larges, généralement 50 cm de profondeur et de largeur au plafond et des talus $\frac{1}{4}$. Les talus sont gazonnés ou consolidés par des pierres sèches en terrain mou. Il faut une pente suffisante aux fossés et des émissaires convenables (cours d'eau naturels). Il faut empêcher toute stagnation dans les fossés, en assurer un bon entretien.

Si les accotements sont surélevés, les eaux de ruissellement sont conduites dans les fossés par des saignées. S'il y a une bordure, on dispose, à son pied, un demi caniveau ou revers, généralement pavé, sauf si la route est en bitume, asphalte ou béton. Des gargouilles ou des saignées s'il s'agit d'une voie ferrée (C.F.V.B.) conduisent les eaux, de distance en distance, vers les fossés ou les égouts. Le débit s'écoule par un

tel revers dépend de la pente et de la section. Celle-ci dépend de la pente transversale et de la hauteur d'eau. Si la pente transversale est faible, pour une même section, la hauteur d'eau est moindre, mais la largeur est plus grande. Il y a une limite à la pente transversale, il est désirable de ne pas dépasser 5%. Les sections sont donc faibles; il faut augmenter la pente et multiplier les gargouilles ou saignées.

Dans la traversée des agglomérations, on remplaçait anciennement le fossé par un cariveau ou double revers pavé. Ce système est défectueux, gêne la circulation, s'écoule mal les eaux dès que la longueur est grande et donne lieu à des mares, sauf si la route est en assez forte pente, auquel cas le système peut être suffisant. Il faut constituer les accotements en trottoirs, avec demi-cariveaux et gargouilles et remplacer les fossés par un ou des tuyaux (égoût) posés dans les accotements. Dans les communes où il y a des égouts publics, la question ne se pose pas.

Même en rase campagne, il peut être avantageux, dans certains cas, de remplacer les fossés ouverts par des conduites enterrées (ex.: très mauvais terrain humide, dont les conduites assurent en même temps le drainage, ou bien dans les passages rétrécis).

Dans les routes à flanc de coteau, il faut toujours un fossé du côté de la colline, sauf en cas de terrain tout-à-fait rocheux.

Ce fossé a surtout pour but de recueillir les eaux qui peuvent dévaler avec violence vers la route en cas de pluie torrentielle, le plus souvent en chassant beaucoup d'alluvions. Sans cette précaution, qui n'est même pas toujours suffisante, la route serait exposée à être ravinée ou déchaussée ou fréquemment obstruée. Ce fossé peut aussi recevoir les eaux de ruissellement de la route, si elle est bombée ou si elle a une pente uniforme vers le fossé en courbe. Des gargouilles conduisent les eaux vers l'extérieur de la colline, en des endroits appropriés, éventuellement vers des descentes maçonnées ou en cascade. En tous cas, on n'aura plus recours à des cassés; cariveaux pavés traversant normalement ou obliquement la chaussée.

L'écoulement direct des eaux de ruissellement, vers le pied de la colline,

en donnant à la route une pente transversale uniforme vers le vide ne peut se faire que s'il n'y a pas de danger de ravinement, donc surtout en terrain rocheux et nécessairement en cas de courbure concave vers le vide. S'il y a une banquette de protection, la pente doit être, au contraire, uniforme vers le fossé (dispositif d'ailleurs peu recommandable).

§4. Dispositifs de sécurité. (pl. 6). Se placent le long des routes en remblai élevé ou à flanc abrupt de colline. Les meilleurs systèmes sont à claire voie : bornes en pierre non taillée placées à distances rapprochées (1 à 2 m.), éventuellement réunies par des lisses ; garde-corps métalliques ou en bois, parapets. Il faut veiller à un bon ancrage dans la plateforme et à une certaine stabilité au renversement.

Le dispositif des banquettes de sûreté en terrassements est peu recommandable : il demande de l'entretien et gêne l'écoulement des eaux.

Les dispositifs doivent être rendus visibles, c'est-à-dire être de couleur claire ou peints en blanc.

§5. Signalisation. Est une question importante depuis l'apparition de la circulation rapide ; elle est particulièrement importante pour les routes de grand tourisme. Nous n'entrerons cependant pas dans les détails : c'est une question d'ordre trop spécial, plus administrative que technique. La signalisation est généralement mal faite, parce qu'il est difficile d'arriver à un accord entre tous les intéressés et que les crédits sont déjà insuffisants pour le seul entretien qui passe avant tout. La signalisation est bien faite en France, comme l'administration des routes, en général.

Il est désirable que la signalisation soit faite d'après des règles internationales. La convention automobile internationale de 1910, qui a été révisée en 1926, en pose les principes et fixe quelques signes internationaux principaux : lacet, passage à niveau, cassés, etc...

Les principes à envisager sont les suivants :

- 1) attribuer aux routes un numéro d'ordre qui est inscrit sur toutes les plaques indicatrices de bout en bout ;
- 2) placer des plaques indicatrices des deux côtés de la route, pour cha-

que sens de circulation et, de préférence, établis du côté correspondant au sens de marche ;

3) sur chaque plaque, indiquer le nom de la localité la plus voisine et de la ville importante la plus voisine dans le sens de la marche, avec indication des distances kilométriques et éventuellement une flèche correspondant au sens de marche ;

4) signaler de la sorte tous les croisements aux embranchements ainsi que les entrées et sorties de localités ; cependant, pour ces dernières plaques, le nom seul de la localité avec, éventuellement, à la sortie, le nom de la localité voisine, peut suffire.

Les résultats de toutes les expériences montrent que la plus grande visibilité est assurée par une écriture blanche sur fond bleu vif.

Pour augmenter la visibilité de la plaque, on peut la border d'un cadre clair ou vif : blanc, jaune, rouge. L'écriture doit être de grandeur appropriée, les pleins assez larges et les intervalles entre lettres supérieurs, en tous cas, aux pleins. Une écriture assez trapue se lit le mieux (1:2).

Les plaques se posent \perp ou obliquement à la route ; elles doivent être lisibles d'assez loin. Il ne faut donc pas craindre de les faire grandes, le bois est en fin de compte la matière qui convient le mieux dans ce cas. À défaut de supports naturels : façades, mâts, etc..., on les fixe sur des supports en bois ou métalliques ou de préférence en béton moulé d'avance (solidité, bon aspect, pas d'entretien). L'idéal serait de pouvoir suspendre les plaques en travers des routes, le système est trop coûteux.

Pour les routes de grand tourisme, on perfectionne en éclairant les plaques pendant la nuit et, aux environs des grandes villes, en élevant aux carrefours de véritables phares indicateurs. Dans l'intérieur des grandes villes, il n'y a généralement pas de signalisation indicatrice. On commence à se servir de divers signaux optiques ou acoustiques, généralement à manœuvre électrique, pour la réglementation de la circulation.

Les routes sont généralement bornées ; les bornes sont kilométriques ; des bornes plus petites indiquent les hectomètres. Les bornes peuvent porter des inscriptions indicatrices. Si la signalisation est complète, ce serait

assez coûteux est superflu. Il suffit que les bornes portent le numéro de la route et l'indication du kilomètre.

Les obstacles sont signalés à distance suffisante (150 m.) par les signes internationaux ou appropriés: passages à niveau (#####), les lacets (S), etc...

§ 6.- Ouvrages d'art. Les aqueducs, ponceaux, perrés, murs de soutènement, etc... sont étudiés dans d'autres parties du cours de génie civil. Les canalisations (eau, gaz, électricité, câbles téléphoniques, égouts, etc) doivent toujours être posés sous les accotements ou trottoirs; jamais sous la chaussée, sauf, en cas d'obligation, p. ex., pour traverser.

Les ouvrages d'art ont un développement tout particulier dans les routes de montagnes. Les planches en montrent quelques exemples typiques, notamment les routes en corniche et en tunnels.

§ 7.- Voie urbaine. Au point de vue des questions de pure voirie et de circulation, les principes exposés dans le cours, sont applicables. Leur adaptation est une question de cas concret. Mais quantité d'autres considérations très spéciales interviennent: esthétique, hygiène, intérêts commerciaux, police, etc...

L'étude de l'aménagement des villes s'appelle urbanisme. Elle est assez récente en Belgique; elle est exposée dans le cours d'architecture civile. Il est essentiel d'établir, en temps voulu, les plans d'aménagement et d'extension des villes et agglomérations, qui doivent s'effectuer d'après des projets d'ensemble. Ils doivent permettre aux transports et à la circulation de s'effectuer dans de bonnes conditions; c'est un des points importants du problème et qui demande le concours de l'ingénieur.

D'une manière générale, on doit réduire les déclivités limites dans les villes.

Par contre, aux croisements, les rayons de courbure sont très faibles. On déterminera, par les méthodes graphiques exposées, les surlargeurs nécessaires. Aux carrefours importants, les ronds-points sont avantageux.

Les revêtements de chaussées sont généralement perfectionnés (pl. 10 et 11): pavages en pierres, bois ou blocs artificiels d'asphalte ou de béton, asphalte comprimé ou coulé, revêtements en béton de ciment ou bitumineux. Les trottoirs

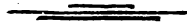
sont revêtus de dalles (système qui tend à disparaître) ou de platines en pierre dure (pavés de faible épaisseur). Les carreaux d'asphalte ou de ciment et le pavage mosaïque à très petits éléments de 4 à 5 cm. conviennent mieux. On peut aussi établir des revêtements en béton ou asphalte. Les bordures sont taillées. Les eaux de ruissellement sont recueillies par des demi-caniveaux et évacués dans les égouts, placés sous les trottoirs ou pistes, par des bouches d'égouts.

Toutes les canalisations doivent être, autant que possible, enterrées sous les trottoirs ou pistes. A cause de la pente transversale des chaussées et caniveaux, les véhicules peuvent empiéter vers le haut sur les trottoirs. Les mâts et réverbères doivent donc être en arrière du bord. Actuellement, on préfère supprimer les mâts, poteaux et édicules quelconques, afin de dégager les trottoirs. Les câbles de tramways, les lampes électriques, etc..., sont accrochés à des fils attachés aux façades ou à de hauts mâts placés tout-à-fait à l'extérieur. L'éclairage se fait de préférence par lampes puissantes suspendues à grande hauteur dans l'axe de la rue.

Dans les faubourgs et quartiers à faible trafic ou à circulation légère, le tarmacadam convient bien et est économique. En toute hypothèse, il ne faut jamais d'emblée paver une rue nouvelle, mais plutôt l'empierrer, en disposant les trottoirs assez haut pour permettre un pavage ultérieur sur l'empièrrement. Les trottoirs sont revêtus de gravier, de cendrée pilonnée ou de tarmacadam.

La réglementation de la circulation dans les villes sort du cadre du cours.

Un point délicat est la pose des rails de tramway; elle est traitée ci-après.



Chapitre VII

Voies ferrées sur routes (pl. 12 et 13)

§1. Généralités. Nous n'étudierons les voies ferrées sur routes que dans leurs rapports avec les routes. Les questions plus particulièrement ferroviaires : matériel, exploitation, etc..., relèvent du cours d'exploitation des chemins de fer.

§2. Situations relatives de la route et de la voie ferrée.

Une voie ferrée d'intérêt local et une route se complètent parfaitement; leur réunion est avantageuse pour toutes deux. Elles contribuent mutuellement à leur prospérité en assurant, d'autre part, une répartition du trafic. Le trafic lourd, le camion automobile lourd sont écartés de la route. Les arrêts multiples apportent un grand trafic au chemin de fer. Mais si cette union est favorable, il est nécessaire que les deux voies ne se gênent pas mutuellement, n'empiètent pas l'une sur l'autre.

La solution idéale est celle qui est généralement employée par les chemins de fer vicinaux belges : la voie est établie immédiatement à côté de la route, mais sur plateforme spéciale séparée par une bordure ou même par un fossé (Ch. de fer de Luxembourg à Mondorf). La chaussée reste entièrement libre, les voitures ne peuvent s'engager sur la voie. Le seul empiètement consiste dans la suppression fréquente d'un des accotements pour piétons. Il faut que l'écoulement des eaux superficielles de la chaussée soit assuré. On peut poser des gargouilles sous la voie; généralement, il suffit de réserver des saignées entre 2 traverses au droit d'une interruption dans la bordure.

Dans les voies très larges, à plusieurs chaussées, il est désirable de poser les voies sur plateforme spéciale séparée des chaussées et éventuellement surélevée (Tramways de Bruxelles à Vilvorde, du littoral belge, etc.). Cette disposition est même recommandable en ville; elle est peu usitée en Belgique.

Le système qui consiste à poser des voies de tramway en accotement

des routes, sans les séparer, est à rejeter. Les voies ne peuvent être en chaussée que dans les traversées (croisements) et dans l'intérieur des villes et agglomérations, lorsque d'autres dispositions ne sont pas possibles. La pose des voies dans les chaussées est très défavorable pour la conservation de la chaussée et de la voie; d'autre part, les véhicules liés à une trajectoire fixe constituent un grand obstacle à la circulation routière. La tendance moderne est dans la substitution des autobus aux tramways dans les agglomérations. Les rails en saillie constituent un danger pour la circulation des voitures rapides.

§ 3. Pose des voies sur plateforme indépendante.

Sur plateforme indépendante, on pose les voies sur cendrée, ballast ou gravier et traverses. L'épaisseur du ballast est généralement 30 cm jusqu'au dessus des traverses. Les dimensions des traverses sont : $2,20 \times 0,20 \times 0,10$ pour la voie normale de 1,435 et $1,80 \times 0,20 \times 0,10$ pour la voie étroite de 1,00. L'espacement normal des traverses est de 80 cm, sauf vers les joints où il descend à 60 cm. L'attache se fait par tirefonds.

Les rails sont du type Vignole et pèsent de 20 à 30 $\frac{\text{kg}}{\text{m. l.}}$. Les traverses sont généralement en bois (chêne, hêtre ou sapin injectés). D'après des essais, il semble que des résultats intéressants pour la stabilité et l'entretien de la voie pourraient être obtenus par cylindrage du ballast avant la pose.

Les traverses en béton armé sont susceptibles d'un grand développement.

§ 4. Pose des voies en chaussée.

La majeure partie des voies en chaussée sont posées, en Belgique, sur traverses, bien que ce système soit généralement peu en faveur à l'étranger. Cela résulte de la nature des chaussées qui sont presque toutes constituées en pavés sur fondation de sable. Comme il faut toujours une petite couche de sable sous les pavés, ce que la hauteur du rail ne permettrait pas, on interpose des bloquets en bois de hauteur voulue, parfois des selles métalliques. La fixation se fait par tirefonds. L'inconvénient est que ces voies exigent un entretien (resserrage des tirefonds, bourrage), qui n'est possible qu'en découvrant la route. Mais la voie qui est incluse

dans la chaussée, est plus ou moins protégée contre le déversement. Néanmoins, en Belgique, on réunit, de distance en distance, les rails par des entretoises plates en acier, noyées dans les joints du pavage.

Pour le trafic léger, on pose les traverses sur le sable de la forme (5^e par essieu). Lorsque les charges sont plus importantes, il est préférable de constituer un ballast spécial. La cendrée convient assez bien.

Il n'est pas recommandable de poser le rail directement sur le sol ou le sable de fondation. Il faut constituer en dessous de chaque rail une vraie longrine en pierraille darnée ou, mieux, en blocage recouvert de pierraille. Ce système ne peut convenir cependant que pour le trafic très léger; il vaut mieux constituer une assiette ferme pour la voie, au moyen d'un empièchement débordant de 50 cm. de part et d'autre des rails. Il comprendra un blocage (souvent en vieux pavés) recouvert de pierraille. S'il est cylindré, ce système ne paraît pas inférieur à celui des traverses, tout en étant plus simple, plus économique et évitant de nombreux inconvénients. Dans une chaussée empièvrée, on posera la voie de la même manière; la fondation sera donc un peu plus profonde sous la voie, mais sera continue avec celle de la chaussée. L'écartement est maintenu par des entretoises en acier plat boulonnées de distance en distance aux âmes des rails, de préférence par le moyen de petites équerres.

Sur des chaussées à fondation rigide (béton), le problème est plus compliqué. En principe, on peut poser les rails directement sur la fondation, mais de nombreux ingénieurs reprochent à ce système le manque d'élasticité qui rend le roulement dur et sonore et favorise l'usure ondulatoire des rails. D'autre part, il faut assurer alors un contact parfait entre le rail et le béton pour éviter l'humidité au contact qui, avec le martèlement, peut dégrader la fondation. Enfin, on objecte le manque de fixation de la voie. Aussi la pose sans intermédiaire n'est-elle pas recommandable.

Comme dispositif perfectionné, on peut encastrier dans le béton des traverses en bois ou métalliques, sur lesquelles on pose les rails en laissant un intervalle entre le patin et le béton. Aux traverses, on peut substituer

des blochets injectés, de dimensions suffisantes (Anvers), aux traverses métalliques des selles ou des ancrages métalliques divers (p. ex. des bouts de vieux rails). Lorsque l'on pose sans intermédiaires, pour éviter les vides, on peut encastrier le rail dans le béton; ce système est cependant peu recommandable car, en cas de réparation, on doit briser la fondation.

Le système anglais est préférable. Il consiste à couler à chaud entre le rail et le béton, après la mise en place, du brai ou du bitume dur qui se solidifiera en refroidissant. Cette interposition est plus ou moins élastique et est préférable à un coulis de ciment.

Si, avec un revêtement mince, la fondation en béton dépasse le niveau du patin du rail, ce dernier s'encastre ou, de préférence, se place dans une cuvette remplie de mortier de brai ou de bitume afin d'assurer l'étanchéité tout en permettant une dépose assez facile.

Si c'est nécessaire, on renforce la fondation en béton sous les rails, par des espèces de longrines ou sous toute l'étendue de la voie.

La fondation sur longrines ou sur une large plateforme en béton dans une chaussée à fondation non rigide n'est pas recommandable.

La longrine en bois n'est recommandable en aucun cas, ni sur ballast, ni sur béton.

En chaussée, les rails sont toujours du type à gorge, Phoenix ou Broca; les rails Vignole avec contre-rail sont abandonnés; le poids varie de 43 à 64 kg. environ. Ce poids élevé n'est pas exigé par la résistance, mais pour l'élargissement du patin, de la table de roulement, de la rainure et pour augmenter l'épaisseur de l'âme. La largeur du patin est généralement égale à la hauteur. De cette manière, malgré le manque de fixation, on obtient une voie assez stable et qui a assez de rigidité latérale pour conserver son écartement par un simple entretoisement de 2 à 2,50 m. d'entre-distance. On emploie de préférence des rails longs (18 m.) à cause des grands ennuis dus aux joints: infiltration d'eau, battement, dégradation de la fondation et du rail, prix élevé des jonctions, etc...

Aucun système d'éclissage, même avec sabots inférieurs enserrant

les patins, n'a donné satisfaction. Aujourd'hui on supprime presque généralement les joints par soudure aluminos-thermique. Les rails sont, en effet, protégés contre les fortes variations de température et ne peuvent s'onduler à cause des revêtements rigides dans lesquels ils se trouvent. On recommande un acier assez dur et la trempe superficielle par l'air froid (procédé Sandberg, Revue de Métallurgie, 1927). Les croisements doivent être en acier coulé spécial (au Mg), à gorge de profondeur réduite mais élargie et être courbes sur toute la longueur de l'aiguille, afin de réduire la longueur des appareils posés en chaussée.

§ 5. Assèchement des plateformes. — L'humidité du sol est très défavorable pour les voies ferrées, surtout en chaussée. Les terrains argileux surtout sont défavorables, parce que l'argile tend à remonter dans le ballast jusqu'à la surface par suite du battement. Il faut donc toujours veiller à un bon drainage des voies et à les protéger contre les infiltrations d'eau.

Les chaussées supportant des voies devront donc être spécialement bien drainées. Si le sous-sol est argileux et la fondation non rigide, il est recommandable de poser un masque en béton maigre sous le ballast des voies. On recommande aussi le ballastage en cendrée, qui est plus étanche. Il faut éviter les infiltrations d'eau aux joints des rails et le long des joints des rails avec le revêtement, ainsi que le séjour de l'eau sur les fondations rigides. On obtient le premier point par la suppression des joints. Pour le second, on assure une bonne liaison des rails aux revêtements en posant, de part et d'autre des rails, contre l'âme, des briques de forme spéciale ou encore de bois imprégné, soit en garnissant l'âme, de part et d'autre, de béton de ciment, de brai ou de bitume. On assure de distance en distance, par des appareils spéciaux placés aux points bas et aux boîtes de manœuvre des appareils, l'évacuation de l'eau circulant dans les ornières des rails. Le revêtement entre les rails et de part et d'autre doit être imperméable. L'empiècement ne convient donc pas; les pavages seront rendus étanches par obturation.

Pour l'assèchement de la plateforme en béton, on peut établir de distance

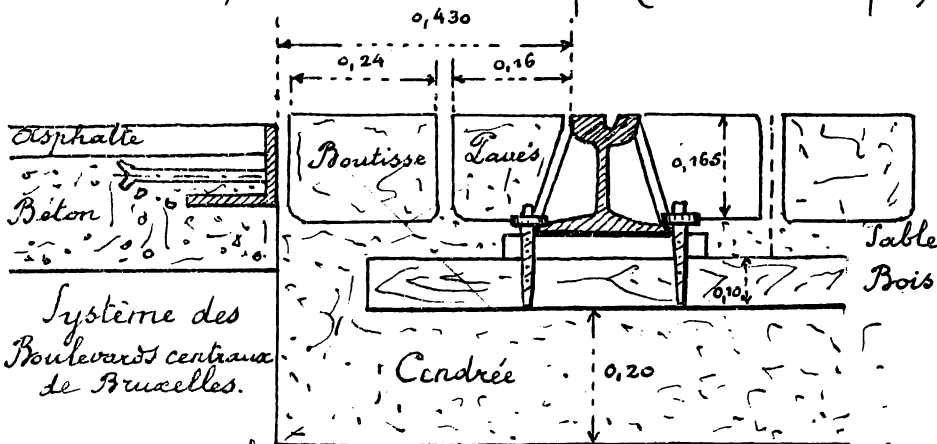
en distance, des drains traversant la fondation (Bâle) et reliés aux drains de la chaussée.

§ 6. Revêtements des chaussées. Sous les revêtements ne conviennent pas. L'asphalte, le bitume, le tarmac, le béton se détériorent rapidement à la jonction des rails et entre ceux-ci.

L'empierrement convient mais n'est pas recommandable. Le pavage convient le mieux, les pierres davantage que le bois. Quelle que soit la nature du revêtement, on bordera donc les rails de part et d'autre d'une ou de deux rangées de pavés en pierre ou en bois ou, mieux encore, on pavera toute la voie jusqu'à 50 cm à l'extérieur de part et d'autre (zone dont l'entretien incombe généralement à l'exploitant). On coulera du brai, du bitume ou du ciment dans les joints. Les pavages entre rails, surtout dans les courbes, exigent des dispositions un peu spéciales, notamment à cause de la présence des entretoises. Il faut employer les pavés les plus durs en bordure des rails.

§ 7. Quelques particularités techniques. S'il n'y a pas de fort trafic de marchandises et que le raccordement aux chemins de fer principaux n'est pas désirable, la voie de 1,00 m. est la plus avantageuse. Les caractéristiques des routes, surtout modernes, s'adaptent très bien à ces voies.

Rampes limites. La traction à vapeur permet 4% sur de petites distances; la traction électrique (sans remorque) 10% et davantage.



Courbes.

Il est recommandé de ne pas descendre en dessous de 75 m; dans les villes, les tramways peuvent

avoir des courbes de rayon inférieur jusqu'à 40 m. Le gabarit des ouvrages d'art est voisin de 2,80 x 3,50. On recommande les bandages cylindriques, qui permettent la pose horizontale et évitent la tendance à l'augmentation de l'écartement.

Chapitre VIII.

Entretien.. Exploitation

§1.. Entretien.. L'entretien des chaussées est une des fonctions les plus importantes des services de voirie, l'état de la voirie et l'économie de gestion en dépendent au premier chef.

Supposons un entretien soigné. La dépense annuelle dépend de la nature du revêtement et de la nature du trafic. Nous considérons un revêtement superficiel depuis sa mise en service jusqu'à son renouvellement complet après N années.

Les dépenses moyennes annuelles d'entretien courant sont p (par m^2). Éventuellement, après un certain nombre d'années n , on effectue des réparations plus étendues du revêtement, pour un prix P' par m^2 . Enfin, après N années, on renouvelle complètement le revêtement pour un prix P par m^2 , compte tenu de la valeur éventuelle de remplissage de l'ancien revêtement. La charge annuelle totale s'écrit, dans ces conditions, si r est le taux de l'intérêt :

$$\pi = \frac{Pr(1+r)^N + \sum P'r(1+r)^{N-n}}{(1+r)^N - 1} + p.$$

C'est cette charge qui doit être la plus petite possible. La préférence doit être donnée, toutes choses sensiblement égales d'ailleurs, au revêtement qui donne la plus petite valeur de π .

π sera d'autant plus petit que P et P' seront plus petits, que N et n seront plus grands et que p sera plus petit. Mais, alors que les premières variables ~~sont~~ ^{sont} indépendantes, la dernière p est dépendante de N ; les frais annuels d'entretien sont d'autant plus élevés que la durée de la route est moindre, c'-à-d., qu'elle est plus fatiguée.

Nous avons considéré pour p une valeur moyenne, mais en réalité p varie suivant une loi qui ne pourrait être déterminée que par l'expérience. On n'a guère de données à ce sujet, la question étant très complexe. En fait, les services routiers envisagent généralement des taux moyens constants, pour un type de revêtement et une nature de

trafic déterminés. Lorsque les dépenses s'élèvent au-dessus de la normale et vont croissant, c'est un indice de la nécessité d'une réparation importante ou de la fin de la durée économique du revêtement, qui doit être alors complètement renouvelé.

La question est très délicate lorsqu'il s'agit d'une route nouvelle, parce que le trafic n'est pas connu avec certitude et que les erreurs d'évaluation peuvent être sensibles. Il faut opérer surtout par comparaison avec les routes existantes et ne pas arrêter tout de suite le type définitif de revêtement.

Si la route est construite sur un hérisson, on établit d'abord un empierrement et on observe la rapidité de son usure. Si la route est en béton, on se sert d'abord du béton comme couche de roulement. Il faut prendre à l'avance des dispositions de niveau, qui permettent la pose des revêtements superficiels définitifs prévus. Pratiquement, un macadam devra durer au moins trois ans, sinon il faut abandonner ce procédé. Pour un pavage, il faut au moins trente années; pour les tarmacs, revêtements asphaltiques, etc... une durée intermédiaire, mais au moins dix à vingt ans. Pour le béton, on compte environ 20 ans en Amérique; cette limite paraît élevée pour les revêtements minces européens. Quoiqu'il en soit, dans la comparaison des charges annuelles totales, il faut évidemment prendre pour tous les facteurs, des valeurs correspondant à une même situation, ce qui n'est possible que par l'expérience ou les essais; il faut se méfier des valeurs stéréotypées ou normales, ainsi que des formules théoriques.

On distingue dans l'entretien, l'entretien courant et l'entretien périodique. Le premier s'effectue généralement par des agents de la voirie, appelés cantonniers; l'autre se fait aussi par entreprise.

Les cantonniers ont à entretenir et à surveiller un canton dont la longueur dépend de l'importance et du revêtement de la route. Moyennant un bon système de surveillance; le travail des cantonniers est généralement satisfaisant et économique; il ne faut donc pas trop allonger les cantons (4 à 12 km). Pour un canton un peu long, il faut faire effectuer les déplacements à bicyclette. A l'époque des travaux et en cas

de besoin, on adjoint des auxiliaires, parfois des équipes temporaires, aux cantonniers des routes importantes.

Il y a divers systèmes d'entretien dont la distinction est cependant devenue assez surannée.

Le système du point à temps proprement dit consiste, en principe, à remblayer les flaches d'usure dès qu'elles se manifestent, de manière à restituer constamment à la route ce qu'elle perd. Ce système ne peut plus convenir que pour les routes à trafic modéré.

Le système par aménagement consiste à laisser la route s'user au maximum. Lorsque cet état est atteint, on reconstitue en une fois la couche d'usure par un rechargement général. Dans l'intervalle, pour conserver l'uni de la route, on se borne au strict entretien, c'-à-d. à l'entretien strictement nécessaire pour conserver l'uni sans restituer l'usure. Ces distinctions énoncées par d'éminents ingénieurs français des Ponts et Chaussées, théoriciens de la route, au début du siècle dernier, correspondaient sans doute aux circonstances de l'époque (Voir Cours des Routes, par Lénasset)

~~Si ils ne sont plus applicables à la lettre~~, ces principes peuvent guider encore dans l'entretien des routes à trafic automobile.

Les cantonniers effectueront en tout temps l'époudrage et l'ébouage de la route, le curage des fossés et, d'une manière générale, veilleront au bon fonctionnement de tous les dispositifs d'écoulement d'eau et de drainage, propreté et uni des accotements. Il est utile d'époudrer en temps de gel et il faut aussi évacuer la neige dans les fossés et en dehors de la plateforme, autant que possible avant la fonte. Dans les pays à fortes chutes de neige, on emploie des chasse-neige. Enfin et principalement, ils feront disparaître le plus tôt possible les flaches spéciales ou rids de poulés. Pour que ce soit possible, il faut que le revêtement soit approprié au trafic. Ainsi, pour une route à trafic très intense, un empierrement ordinaire ne peut plus, au bout de peu de temps, parfois moins d'une année, être maintenu à l'état uni. Selon la terminologie, on voit que ce système n'est pas celui du point à temps mais bien du strict entretien, effectué avec le plus grand soin et à temps.

On reconnaît, au point de vue de l'entretien, la supériorité des revêtements modernes, qui ne donnent ni poussière ni boue et qui, par leur cohésion réduisent les flaches; leur imperméabilité facilite aussi l'assèchement. Les pavages ne donnent pas non plus de flaches, mais ne sont pas tout-à-fait exempts de poussière et de boue, ni imperméables. Il faut veiller à la réduction des joints ou mieux les remplir de brai ou bitume.

Le remplissage des flaches d'empierrement se fait avec des pierrailles approvisionnées le long de la route. La flache est nettoyée, arrosée, puis les matériaux sont versés avec de la matière d'agrégation, parfois la poussière de la route. L'empois doit être bien pilonné pour éviter toute saillie, qui donnerait naissance à deux nouvelles flaches et aussi pour être assez ferme afin de ne pas être disloqué par les actions tangentielles des autos. L'empois au goudron ou bitume n'est pas recommandable parce qu'il est plus dur que le revêtement courant et finit par être en saillie; il provoque alors la formation de nouvelles flaches.

Les routes en tarmacadam, béton ou mortier asphaltique, asphalte coulé, se réparent par des empois au goudron, bitume ou asphalte. On nettoie bien la flache ou même on la découpe à angles vifs sur toute l'épaisseur pour les revêtements minces bitumineux ou asphaltique. L'empois est fait à chaud, par un matériel transportable spécial et bien pilonné au ras du revêtement.

Pour l'asphalte comprimé, on fait de même, avec les soins maxima; l'empois se fait à la poudre d'asphalte bien tassée et pilonnée au moyen des pilons chauffés.

Pour le béton de ciment, on arrose bien la flache; on lui donne une forme régulière et profonde, éventuellement au marteau pneumatique. Puis on humecte ~~au~~ lait de ciment et on pilonne le béton frais.

Les opérations correspondantes pour les pavages sont le soufflage et le repiquage. Le soufflage consiste à soulever légèrement les pavés enfoncés et à introduire du sable par les joints, de manière à relever le pavé d'une manière permanente. Il est affermi, dans son alvéole, au marteau. Des affaissements en forme de flaches, donnent lieu au repiquage; on enlève

les pavés, on rend au sable de la fondation l'épaisseur voulue et on remet en place les pavés, en remplaçant éventuellement ceux qui sont brisés. Le repiquage et le soufflage sont surtout fréquents pour les pavages sur fondation de sable.

Tous ces travaux, - sauf pour l'asphalte comprimé et les pavages en bois, procédés trop spéciaux - doivent être effectués autant que possible par les cantonniers. Cependant, la tendance se manifeste déjà d'utiliser des équipes volantes de spécialistes, transportées par camions automobiles avec les matériaux et le matériel nécessaires pour l'entretien, d'une manière analogue aux brigades mobiles d'entretien des voies ferrées. L'avantage est celui d'un travail plus concentré et rendu beaucoup plus puissant, par l'emploi d'appareils mécaniques appropriés et de force motrice.

Pour les empièchements liés au sable, au goudron, au bitume ou au ciment, il ne paraît pas désirable de procéder encore au strict entretien lorsque le revêtement est arrivé à la fin de durée. Plutôt que de reconstituer l'un d'un empièchement ordinaire, on préfère, aujourd'hui le défoncer aussitôt avant déchargement.

Lorsqu'on abandonne l'empièchement ordinaire pour y substituer un autre revêtement plus perfectionné, on défonce et on ajoute la pierreaille en quantité nécessaire pour reconstituer un profil régulier, puis on cylindre de manière à obtenir le profil désiré.

Pour les empièchements et les revêtements monolithiques, l'entretien périodique ne peut consister qu'en enduits superficiels, qui ne constituent pas non plus le point à temps. Cependant, pour les routes au bitume et en béton, il serait désirable d'arriver à limiter l'œuvre à celle des enduits superficiels, le revêtement sous-jacent restant inaltéré.

Pour les pavages, dans l'intervalle des renouvellements, on procède en cas de besoin, à des relevés à bout, qui consistent en dépavage de sections assez étendues et repavage sur sable partiellement neuf au moyen des pavés de rempli, les pavés brisés, trop déformés ou usés sont remplacés par des neufs. Anciennement, on plaçait en Belgique, les pavés neufs dans la zone centrale de la route, on pavait les bords avec les pavés de rempli. Ce procédé doit être proscrit. Il est préférable de repaver d'abord

d'un seul tenant avec les pavés de remploi, puis d'achever avec pavés neufs. Les pavés rebutés sont divisés en catégories : les meilleurs sont approvisionnés le long de la route pour les repiquages (ils ont par uovre la hauteur convenable), les moyens sont mis éventuellement en œuvre ailleurs pour des travaux accessoires (caniveaux) ou retaillés comme petits pavés ; les débris ou les plus mauvais sont employés dans les hérissons ou cassés comme pierraille.

Il est à remarquer que les relevés à bout bien organisés constituent un renouvellement progressif de la route, substitué au renouvellement global à longs intervalles. Après amortissement du pavage initial, il n'y a plus à considérer, au point de vue financier, que les charges d'entretien courant et périodique. Ce système est avantageux.

À l'occasion des rechargements généraux ou relevés à bout, on élargira autant que possible les anciennes routes, par élargissement du hérisson ou des formes de pavage. L'élargissement du hérisson se fera à l'avance, p. ex. en automne ou au début du printemps, par des équipes placées sous les ordres du cantonnier.

Un grand service d'entretien de voirie a avantage à développer son matériel : camions automobiles ou remorques pour les transports du matériel et du personnel, tonnes d'avosage et de goudronnage, balayeuses chasse-neige, machines d'entretien électriques ou pneumatiques, groupes électrogènes ou compresseurs, etc... En France, les services départementaux exploitent des carrières, des usines d'émulsionnage du bitume, etc... La Ville de Paris exploite des carrières de pavés, a une usine de fabrication de pavés de bois, un chantier d'épinqage de petits pavés de remploi, etc... À Moilan, une usine municipale prépare la poudre d'asphalte, etc...

Les cylindres demandent un grand capital et un personnel spécial. Il peut être aussi avantageux de procéder à la location à l'heure des cylindres avec matières et personnel. La conduite du cylindrage est assurée complètement et uniquement par le personnel de la voirie. Les services de voirie tendent de plus en plus à devenir des exploitations en régie tout comme les chemins de fer, les usagers payant sous une forme quelconque

une redevance qui corresponde aux frais d'entretien et d'administration.

§2. Conditions financières et administratives de construction et d'exploitation des routes. Ses questions financières relatives aux routes sont souvent très complexes ; elles exercent naturellement une influence très grande sur leur établissement et leur conservation, mais elles dépendent à leur tour, dans une grande mesure, du régime administratif de la route. Nous examinerons d'abord le cas le plus simple, où le problème financier se présente sous un aspect tout-à-fait ordinaire ; c'est celui d'une route construite par un exploitant pour son usage exclusif (exploitation agricole, forestière, minérale, industrielle, etc...). Il faut envisager les charges d'établissement et les charges d'exploitation. L'antagonisme de ces deux facteurs se montre très bien dans le cas simple envisagé.

Soit C le capital nécessaire pour la construction de la route : il dépend de sa longueur, de l'importance des terrassements et de la nature du revêtement comme facteurs variables. Il y a divers tracés possibles pour une route, plus économiques les uns que les autres. Les plus économiques seront ceux qui présentent à la fois une longueur pas trop grande et peu de terrassements. En pays moyennement ou très accidenté, ce tracé suppose de fortes rampes et des courbes de faible rayon. Dans tous les cas, on réduira beaucoup C en utilisant un revêtement bon marché. Les charges annuelles sont pour l'intérêt i et l'amortissement a du capital, $(1+a)C$, les frais annuels d'entretien e et, enfin, les frais d'exploitation E pour un trafic donné, donc au total :

$$(i+a)C + (e + E).$$

Les deux termes de cette expression sont généralement antagonistes. Si le capital d'établissement est réduit, les frais d'entretien sont souvent plus élevés, à cause des rampes plus fortes et surtout des revêtements peu durables. Mais principalement, pour un trafic donné, les frais d'exploitation s'élèvent fortement, à cause des fortes rampes, des courbes raides et de l'imperfection des revêtements, qui augmentent beaucoup les frais de traction, limitent l'importance des charges et exigent parfois des véhicules de nature spéciale (Comparaison avec les chemins de fer, ligne de Bruxelles à Arlon). Il faut rechercher la combinaison des deux facteurs variables,

qui donne le résultat optimum. Si le trafic est très faible, le terme $(e + E)$ a peu d'importance, il faut réduire C ; si le trafic est très élevé, il faut réduire $(e + E)$ et généralement augmenter C .

La question présente déjà un aspect plus complexe lorsqu'il s'agit d'une route à péage. Ce régime, encore fort en honneur il y a un siècle, est économiquement rationnel et vient de recevoir une nouvelle application assez retentissante en Italie, par la création des autostrades. Ce régime se distingue, au point de vue financier, du précédent, par le fait que les charges annuelles du constructeur ne sont plus que $(i + a)C + e$; les frais de traction grèvent les usagers, qui doivent, en outre, payer les droits D , perçus par le concessionnaire. Les frais d'exploitation sont donc $E + D$; d'autre part, le concessionnaire s'arrange pour que :

$$D \geq (i + a)C + e,$$

en tenant compte des charges d'administration et de perception.

Le concessionnaire paraît donc indépendant des frais de traction; il semble qu'il n'ait pas à s'en soucier et qu'il puisse délibérément réduire C autant que possible, sans égard à l'augmentation de E , qui ne l'affecte pas. Cette situation n'est cependant pas certaine, le concessionnaire ne peut agir ainsi que si le trafic est nécessairement assuré et qu'aucune concurrence n'est possible. Les usagers sont bien obligés de se laisser exploiter par un concessionnaire jouissant d'un vrai monopole. Mais il n'en est plus de même dès qu'il y a concurrence et celle-ci doit s'établir à la longue. Ainsi, les chemins de fer n'ont pas tardé, dans leur voisinage, à supprimer les routes à péage. L'essor du transport automobile, qui provoque une renaissance de la grande voirie, fait maintenant une concurrence efficace aux chemins de fer et a fait renaître certaines routes à péage. Le concessionnaire intelligent ne cherchera donc pas à baser son entreprise financière sur un avantage arbitraire et, par cela même, précaire, mais il cherchera à s'assurer une clientèle certaine et croissante, en offrant des avantages économiques, c'-à-d. en cherchant à réduire $(E + D)$. Pour que D soit aussi grand que possible, il faut surtout réduire E , donc généralement augmenter C . Le problème est complexe, mais paraît soluble.

Il semble avoir été résolu pour l'autostrade de Milan aux Lacs italiens. Cette route a été construite à grands alignements droits, courbes de très grand rayon et faibles rampes. Toutes les voies de communication sont croisées en dessous ou au-dessus. Le revêtement est de grande largeur et très uni. Il en résulte que les voitures automobiles font une économie sensible de carburant, de pneus et de temps par rapport au parcours sur les routes ordinaires existantes. Le concessionnaire prélève une taxe voisine de la moitié de cette économie. D'après les premiers résultats d'exploitation, la recette semble devoir être suffisante pour l'intérêt et l'amortissement du capital important engagé. Il est à remarquer que l'usager conserve encore, malgré la taxe, un bénéfice appréciable (Voir R. U. M., 15 février 1928).

Un troisième cas, beaucoup plus complexe, est celui de la route publique. L'administration dont elle dépend, supporte la charge annuelle $(i+a)C+e$, plus les frais administratifs. Les usagers supportent les frais de traction E et participent, dans une mesure supérieure à celle des autres contribuables, aux charges $(i+a)C+e$. Il n'y a pas d'influences économiques directes qui règlent la question. En principe, l'administration devrait chercher à réduire ses frais; c'est ce qui arrive parfois et qui fait que les routes sont souvent établies d'une manière assez médiocre, ou mal entretenues. A la longue, les efforts des usagers, le prestige du progrès technique, le retour vers une exploitation rationnelle, etc..., entraînent des perfectionnements, soit aux routes existantes, soit dans la conception de nouvelles routes. L'essor du trafic automobile et l'influence des groupements d'automobilistes ont déclenché un mouvement général d'amélioration des réseaux routiers. Mais la dépense est considérable et exige un vrai capital de premier établissement. On a laissé, dans certains cas, agir l'initiative privée en rétablissant les péages, ou bien on a établi un régime administratif se rapprochant des péages. On taxe la circulation automobile de droits assez élevés, en rapport convenable avec les frais de gestion et d'entretien des routes, ainsi qu'avec les frais d'exploitation des véhicules (afin d'éviter les taxes prohibitives). Le produit de ces droits est réservé à l'amélioration

et à l'entretien des routes. L'administration se trouve alors placée un peu dans la situation d'un concessionnaire; elle a intérêt à augmenter ses recettes, donc à développer le trafic automobile, en réduisant les frais d'exploitation, c'-à-d. en faisant de bonnes routes.

§ 3. Règlementation de la circulation. - Nous avons envisagé trois modes d'exploitation. Le dernier, c'est-à-dire la voirie publique, est la règle. Cependant, on doit tendre à se rapprocher d'une exploitation en régie et à créer une balance de dépenses et de recettes spécialisées, provenant de la circulation.

La circulation doit être réglementée et recensée. L'ingénieur des routes est un des principaux intéressés à la question et son influence doit être effective en ce domaine. Il faut éviter les excès de toute nature: excès de vitesse, excès de poids. Il faut tendre vers la suppression des bandages pleins: c'est le meilleur moyen d'afixer une limite de poids.

Il faut adapter la nature des routes à la circulation et, dans ce but, recenser la circulation par des comptages périodiques et, d'autre part, déterminer la rapidité et le processus d'usure des routes, par des observations et sondages. De ces observations, ainsi que des résultats des essais sur les matériaux dont on peut disposer et de l'expérience des méthodes que l'on peut mettre en œuvre, l'ingénieur pourra déduire quel est le revêtement qui convient à chaque cas et quand il est opportun d'en changer.

§ 4. Prix des transports sur routes. - La question du prix des transports sur routes est très complexe, par suite de la nature même de ces transports, dont l'exploitation est libre et qui s'effectuent dans les conditions les plus diverses. Il en résulte aussi qu'il existe peu de documentation sur ce point, et qu'il est impossible d'établir des données numériques moyennes.

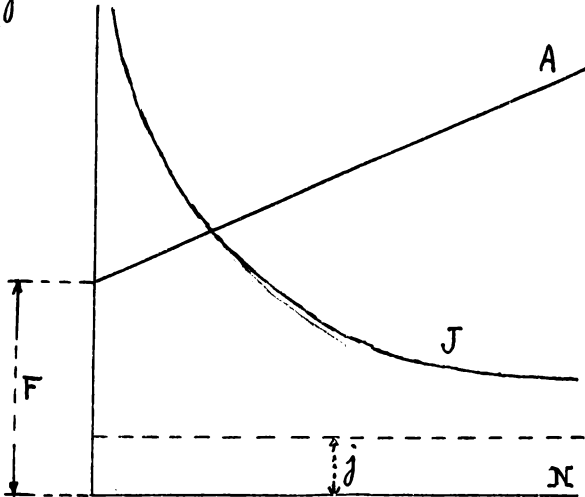
Nous nous bornerons donc à l'exposé de quelques principes généraux relatifs à l'économie des transports sur routes, en fonction des conditions d'exploitation et des caractéristiques techniques des routes.

Les frais d'exploitation annuels d'un véhicule et de son moyen de traction comportent une partie fixe F , qui provient:

- 1°) de l'intérêt du capital d'achat iP (i étant le taux; P , le prix).
- 2°) de l'annuité d'amortissement $a(P-R)$ (a étant le taux d'amortissement correspondant à la durée normale du véhicule et R la valeur résiduelle).
- 3°) de charges fixes diverses: impôts et droits, assurances, frais de ga-

rage, etc., que nous désignons par C . Donc $F = iP + a(P-R) + C$.

Ensuite, il y a des frais variables, qui dépendent de l'activité d'exploitation du véhicule. Le choix de l'unité est difficile. Certaines dépenses, par exemple, carburant, huile de graissage, pneumatiques, entretien d'usage, etc., dépendent du parcours et, dans une certaine mesure, de la charge. Mais les dépenses relatives au personnel (salaires et charges corrélatives), qui sont importants, doivent être rapportés de préférence à la journée, comme unité.



Au total, dans une exploitation régulière, c'est la journée d'exploitation qui convient comme unité. Si j constitue la dépense journalière variable et si N est le nombre de jours d'exploitation, la dépense annuelle totale est

$$A = iP + a(P-R) + C + Nj;$$

c'est une fonction linéaire de N .

La dépense totale par jour d'exploitation est :

$$J = \frac{A}{N} = \frac{iP + a(P-R) + C}{N} + j,$$

c'est une fonction hyperbolique de N .

Donc, les frais journaliers d'exploitation diminuent lorsque le nombre de journées d'exploitation croît, mais d'une manière de plus en plus atténuée à mesure que N croît. Donc, l'économie d'exploitation exige que l'utilisation du véhicule soit suffisante.

Enfin, il importe que l'utilisation journalière soit bonne; on peut la rapporter, selon les cas, au km parcouru ou à la tonne transportée, de préférence à la tonne-kilométrique de parcours de charge utile. Si la moyenne est $(t.k)$ ton. kil. par jour, (p. ex. 200 par journée de 8 h. pour 1 camion de 5 tonnes), le prix par tonne-kilométrique est $\frac{J}{(jK)}$ et est aussi une fonction hyperbolique de N ou de $N(t.k)$.

Examinons maintenant quelle influence les caractéristiques des routes peuvent exercer sur ces frais d'exploitation. Tout d'abord, si les routes sont en bon état, la durée de vie économique du véhicule peut être prolongée.

Il en résulte une diminution du terme a ($P-R$), qui représente une fraction de quelques % de F . Mais cette observation montre précisément une objection que l'on peut faire à la formule générale ci-dessus. Il est évident que l'influence de l'état des routes ne peut s'exercer que dans la mesure des parcours effectués; elle dépend donc de N , c'est-à-dire que la durée économique dépend de N . Elle est plus exactement conditionnée par le parcours cumulé ou le tonnage kilométrique cumulé et la durée sera donc d'autant plus courte que N est plus grand. Donc a est, à vrai dire, une fonction de N et augmente lorsque N augmente; sa croissance est même plus rapide que celle de N . Cette correction n'est cependant pas susceptible de modifier les conclusions générales déduites de la formule et d'ailleurs, des éléments, dont les formules ne peuvent tenir compte, atténuent l'influence de N sur la durée économique du véhicule. Mais il en résulte que le bon état des routes réduit les frais fixes F dans une mesure d'autant plus importante que N est plus grand et que la réduction des frais journaliers totaux J est pour le moins constante et peut être de l'ordre de quelques % (p. ex. 2,5% si la durée de vie est de 11 au lieu de 10 ans).

D'autre part, la partie de j (frais journaliers variables), qui dépend du parcours, est évidemment réduite si le revêtement de la route est meilleur et si les déclivités sont faibles. Selon les observations américaines, il semble que la consommation moyenne d'essence soit proportionnelle à la résistance à la traction. Cela signifierait que la vitesse moyenne sur les diverses routes est constante car on peut considérer la consommation comme proportionnelle à la puissance. Cette condition est rationnelle car, si la vitesse augmente comme conséquence de l'état de la route, l'accroissement de résistance qui en résulte peut réduire ou absorber l'économie possible. En d'autres termes, l'accroissement de vitesse est coûteux, tout comme dans l'exploitation des chemins de fer. Néanmoins, on se rend compte de ce que la substitution des revêtements modernes au macadam ordinaire et aux routes en mauvais état peut procurer des économies d'essence de quelques dizaines de % éven-

tuellement, qui se traduisent par quelques % d'économie sur les frais journaliers totaux J . Cette économie est généralement supérieure à celle qui a été envisagée en premier lieu.

Il y a une économie notable sur l'usure des pneumatiques. Selon M. Ogg (E. U. A.), l'usure des pneus est 17 fois moindre sur les bonnes routes en béton que sur celles en macadam.

Enfin, on peut estimer qu'il y a une économie de graissage et d'entretien.

En cumulant ces résultats, on arrive donc à la conclusion que la circulation sur de bonnes routes peut réduire les frais journaliers totaux d'exploitation J de plusieurs % (ordre de grandeur $\pm 10\%$) par rapport à la circulation sur de mauvaises routes. Des précisions sur ce point seraient évidemment intéressantes, mais elles ne peuvent être obtenues que très incomplètement par des recherches théoriques et il ne faut guère les attendre des exploitants, dont les mieux organisés seraient d'ailleurs seuls en mesure de donner des chiffres permettant la comparaison.

L'ingénieur des routes doit tenir compte de ces éléments et promouvoir le progrès technique de la voirie. Mais il faut envisager la contrepartie, c'est-à-dire les charges annuelles d'exploitation de la voirie. L'amélioration des routes serait illusoire si elle avait pour effet d'augmenter les charges d'une quantité supérieure à l'économie réalisée sur les frais de traction.

Il en résulterait logiquement une augmentation des taxes perçues sur l'exploitation des véhicules, qui supprimerait l'économie. Toutefois, à frais égaux, les bonnes routes seraient évidemment préférables. Mais heureusement, les revêtements modernes présentent toute une gamme de revêtements appropriés aux trafics divers et qui font que, compte tenu de l'importance de la circulation, les frais annuels totaux d'exploitation sont les moindres pour les revêtements les plus résistants.

Une taxe représentant une partie (p. ex. la moitié) de l'économie annuelle totale des frais d'exploitation des véhicules permet la conservation en état excellent et même l'amélioration continue d'un réseau routier actif.

Donc, le revêtement doit être approprié au trafic et l'on doit envisager surtout les pavages, notamment les petits pavés en pierre dure, pour le tra-

fic le plus intense et pondéreux; le béton pour le trafic moyen, même intense et le macadam amélioré pour le trafic léger et modéré. L'élément essentiel de l'économie d'un revêtement est sa durée de vie. Une longue durée de vie réduit les charges financières et correspond nécessairement à de faibles dépenses d'entretien courant, puisque l'usure est minime. La qualité des matériaux joue donc un rôle essentiel, plus que le prix.

Chapitre IX

Etude d'un projet de route.. Tracé.

§ 1.. Programme du projet.. Il constitue en somme l'énoncé du problème. Ainsi que nous le verrons dans la suite, il est généralement progressif, c'-à-d. qu'il se précise par stades.

Les points principaux sont :

- 1) points de sujétion ou de passage obligé ou direction générale;
- 2) destination générale de la route;
- 3) nature ou nature probable et importance probable du trafic;
- 4) conditions d'exploitation et directives techniques spéciales éventuelles.

Ces données résultent de considérations générales qui s'imposent ou sont imposées à l'auteur du projet; elles lui laissent plus ou moins de latitude. Ces considérations sont d'ordre économique, politique ou stratégique; elles touchent aux intérêts généraux et particuliers. Il s'y ajoute parfois des directives techniques supérieures qu'il faut réduire au minimum pour ne pas entraver l'initiative de l'ingénieur chargé de l'étude du projet. Ses conditions d'exploitation ont été étudiées dans le chapitre précédent. Leur influence sur l'établissement du projet en ressort suffisamment.

§ 2.. Points de sujétion ou de passage obligé ou de direction générale.. Il faut nécessairement que soient définis les points terminaux ou un point initial et la direction générale. Ainsi se trouve déterminée la région géographique dans laquelle la route doit être

établie, ce qui permet la première étude, la plus générale, l'étude géographique. Elle se fait à l'aide de documents dont on dispose, et de reconnaissances. Dans les pays administrés, les cartes topographiques à grande échelle facilitent cette étude au point de réduire fortement son importance.

Dans des pays neufs, si l'on ne dispose que de cartes à petite échelle et peu détaillées, l'étude demande plus de réflexion et doit le plus souvent s'accompagner de reconnaissances isolées, préparées au moyen des cartes. On se sert éventuellement d'instruments topométriques de reconnaissance : boussole, baromètre, éclinètre (angles verticaux), clinomètres (inclinaisons sur l'horizon). La photographie et surtout la photographie aérienne, peuvent rendre actuellement de grands services. Dans les colonies ou pays peu connus, où les cartes sont trop générales ou trop vagues pour donner aucun renseignement utilisable, il faut procéder à la reconnaissance générale par les procédés indiqués ci-dessus; l'avion peut être considéré comme indispensable dans ce cas. Dans le cas extrême où il s'agit de créer sans tarder une voie de pénétration : piste plus ou moins large pour piétons, animaux de bât ou attelages, voitures automobiles spéciales ou non, le tracé et la construction de la route s'effectuent en même temps que la reconnaissance. Ils comportent des travaux élémentaires tels que jalonnement, défrichage, recherche de gués, de cols, construction de ponts de fortune, etc... L'étude se réduit donc presque à l'étude géographique. Quelle que soit son importance, l'étude géographique fournit à l'ingénieur des renseignements généraux de la plus haute importance pour l'orientation des études postérieures : nature générale de la région à traverser, relief et hydrographie de la région, obstacles à franchir, nature probable du terrain, caractères démographiques et économiques de la région, agglomérations intéressantes, ressources de toutes natures pour la construction, etc...

Dans les régions exploitées et peuplées, il y a généralement divers points de passage obligé intermédiaires : agglomérations, usines, points de franchissement imposés par des cours d'eau ou d'autres obstacles, etc..

Il peut y avoir aussi des interdictions de passage; par exemple, les routes pour automobiles, trafic rapide ou grand trafic, doivent éviter la traversée des agglomérations bâties d'après les conceptions modernes.

Ces conditions résultent des considérations d'ordre général précitées (économiques, politiques, stratégiques, etc...) Elles déterminent une seconde approximation du tracé général en substituant à la droite joignant les points extrêmes une ligne brisée qui s'en écarte plus ou moins. La région géographique d'opération est ainsi précisée et l'on peut appliquer à chaque élément du tracé, entre deux points de sujétion successifs, les méthodes d'investigation exposées dans l'étude géographique, d'une manière plus détaillée, comme il convient. A la suite de cet examen, l'ingénieur possède des éléments assez précis et nombreux pour permettre, sans peine, la conception du tracé de la route. Les points de passage obligé ne sont pas, bien entendu, des points mathématiques. Une certaine latitude est laissée à l'ingénieur qui, après étude des divers tronçons, détermine les points de soudure les plus favorables.

Les études peuvent aussi inciter l'ingénieur à s'écarter assez d'un point de sujétion pour que la condition ne soit plus remplie; les raisons en doivent être justifiées et, éventuellement, le point de passage obligé abandonné doit être raccordé au tracé général par un embranchement.

§ 3. Destination générale de la route. Donnée d'ordre essentiel, dont l'ingénieur doit tenir compte déjà dans l'étude géographique.

La route peut être une route de pénétration économique, de pénétration politique et, généralement aussi, militaire, dans ce cas. Elle peut être uniquement stratégique (défense nationale). Au point de vue économique, elle peut être établie principalement dans l'intérêt de l'industrie (transports très pondéreux), ou du commerce (transport lourd et rapide), ou du tourisme (transport extra-rapide), ou dans un intérêt mixte. Elle peut avoir pour but la mise en valeur de régions naturelles dont on veut intensifier l'exploitation agricole, forestière ou minière. Son but peut être plus spécial encore, par exemple, sportif ou expérimental. Il est inutile d'insister sur l'orientation générale que ces conditions doi-

vent imprimer à l'étude géographique du tracé.

§ 4. Nature ou nature probable du trafic. Cette condition, déjà plus particulière et précise, peut être confondue éventuellement avec la précédente.

C'est généralement le cas des régions dont l'organisation est déjà développée. Elle définit la nature des produits transportés, ainsi que celle des véhicules ou engins de transport. L'ingénieur en déduit une série d'éléments techniques : pentes admissibles, rayon minimum des courbes, etc... qui sont déterminants pour l'établissement du tracé définitif. Elle lui suggère également de premières indications pour le profil en long et la nature du revêtement de la route, pour les ouvrages accessoires et les ouvrages d'art, etc... Dans les régions qui possèdent une organisation administrative très développée, ces éléments sont souvent soumis à une réglementation ; l'ingénieur n'a donc qu'à rechercher et à appliquer les prescriptions réglementaires afférentes au cas concret.

§ 5. Importance probable du trafic. L'importance du trafic ne peut être supputée avec assez de précision que dans des cas spéciaux de détournement ou de doublement de tronçons de routes existantes, ou d'embranchements desservant des centres dont le trafic peut être assez exactement prévu. Dans le cas ordinaire de la construction d'une route nouvelle, l'importance du trafic ne peut être évaluée qu'avec une certaine probabilité, d'après la destination générale de la route, la nature de son trafic, les caractères démographiques et économiques de la région, etc... Des éléments plus précis peuvent être fournis par des statistiques relatives aux routes voisines ou analogues ou enfin, d'après les données ou prévisions, plus ou moins documentées ou justifiées, fournies par des groupements intéressés : industriels, groupements commerciaux, syndicats agricoles, etc... En cette matière, il est nécessaire, tant pour l'auteur du programme que pour l'ingénieur chargé du projet, d'avoir des vues larges et de réserver intelligemment l'avenir, compte tenu des conditions financières.

Cette remarque a notamment de l'importance pour la fixation des

alignements et la détermination des emprises. Par suite des facilités qu'elle offre pour les transports et les déplacements, une route attire généralement, dans un délai plus ou moins long, l'établissement d'installations riveraines : exploitations agricoles ou industrielles, établissements commerciaux ou de plaisance ou, simplement, maisons d'habitation. Ces établissements, fixés par la route, contribuent d'abord à la prospérité de son trafic. Si la région desservie est appelée à un développement économique intense, ils ne tardent pas à apporter une entrave à la circulation, surtout à la circulation rapide ; ils enserrant la route, congestionnent son trafic et l'étouffent. Les élargissements sont impossibles ou ruineux, à cause de la plus-value des terrains riverains ou des immeubles à détruire. Il faut envisager le doublement, qui est coûteux et lèse parfois les intérêts des riverains, dont il faut alors vaincre l'opposition. C'est la situation qui existe dans les régions industrielles qui se sont développées au cours du siècle dernier : Douai, bassin de Liège, le Nord français, Sarre, Ruhr, etc., ainsi qu'au voisinage de très grandes villes : Paris, Bruxelles, etc.. Le développement des constructions et installations privées dans ces régions peut prendre même une telle importance, que la possibilité d'aménagement de voies de communication ultérieures peut être ainsi empêchée. Il est donc de politique prévoyante, dans ce cas, de fixer des alignements assez reculés, de faire des emprises assez larges et, au besoin, de réserver des zones de terrain assez étendues pour permettre le développement futur des voies de communication, d'après les nécessités du trafic, sans s'exposer à des expropriations ruineuses, ou même, à rencontrer des obstacles insurmontables.

Dans cet ordre d'idées, il convient de citer l'organisation qui a été créée dans le bassin de la Ruhr sous le nom de « Siedlungsverband des « Ruhrkohlengebietes » (Association de colonisation du bassin de la Ruhr). Elle consiste en une association légale des autorités administratives locales (province, cercles, villes et communes) ; elle est pourvue de pouvoirs administratifs spéciaux, en vertu d'une loi, et fonctionne en col-

laboration avec les services de l'Etat : Travaux Publics, Chemins de fer, Télégraphes, etc.... Elle a pour mission d'étudier tous les nouveaux projets de voies de communication et de leurs annexes, principalement les routes, mais aussi les chemins de fer avec leurs gares et les canaux avec leurs ponts, ainsi que les projets de constructions urbaines (agglomérations, nouveaux quartiers) de manière à concilier et à harmoniser leurs situations réciproques. Les nouvelles routes sont prévues avec des alignements très écartés de manière que les emprises puissent être élargies dans la suite, en cas de besoin. Établissant des plans d'ensemble à longue échéance, d'accord avec les syndicats industriels et commerciaux, les chemins de fer, etc..., cette association peut même définir des zones de terrain appelées zones de circulation, qui sont réservées (c'-à-d. qu'il est interdit d'y édifier des constructions) et qui sont destinées à l'établissement de voies de communication futures, à construire lorsque, certains sièges étant épuisés, des nouveaux quils seront mis en exploitation dans les régions à desservir par ces nouvelles voies.

Cette organisation, manifestation du mouvement allemand de « rationalisation », peut nous paraître marquée de quelque outrance, elle contient cependant un principe dont d'autres pays peuvent tirer profit, notamment la Belgique, pour la mise en valeur du bassin de la Campine, par exemple.

§ 6. Tracé en terrain à faible relief. Le tracé s'étudie et s'effectue sur des documents topographiques. Le problème consiste à rechercher la ligne du terrain, satisfaisant le mieux au programme imposé et aux observations faites en cours d'études préliminaires. Il doit notamment satisfaire aux conditions de déclivités et de courbures maxima. Ce sont principalement ces limites qui différencient les caractères des tracés, dont l'étude développée est faite dans le cours de topographie.

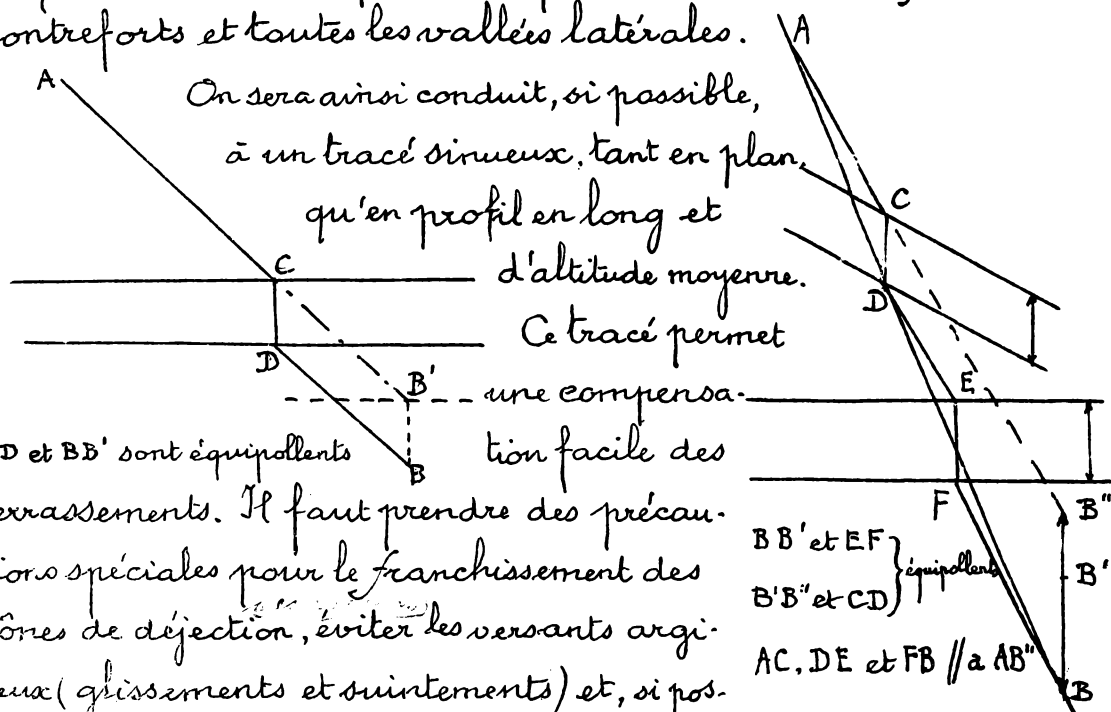
En pays plat, les pentes du terrain sont généralement faibles dans la direction du tracé et présentent peu de ruptures. Les obstacles ne sont

pas d'ordre hypsométrique. Le tracé entre deux points de passage obligé successifs doit se rapprocher de la ligne droite. Cependant, s'il s'en écarte sans présenter d'éléments très inclinés sur la direction générale, l'allongement ne peut être considérable et il ne faut donc pas craindre les déviations pour éviter un obstacle, généralement coûteux à franchir directement.

Les obstacles seront : les immeubles et terrains de valeur, agglomérations, usines, parcs et châteaux, cimetières, jardins cultivés, vergers; les étangs, marais, tourbières, zones de mauvais terrains; les petits accidents topographiques (buttes, fouilles, etc...) et les voies de communication (chemins de fer, cours d'eau, etc...). Le plus souvent on évitera et on contournera ces obstacles; le tracé comportera une série d'alignements droits raccordés par des courbes de rayon convenable.

Dans les routes de vallées, il faudra établir le tracé de manière à rendre la route autant que possible insubmersible et, d'autre part, ne pas remonter trop haut, afin d'éviter de devoir franchir tous les contreforts et toutes les vallées latérales.

On sera ainsi conduit, si possible, à un tracé sinueux, tant en plan, qu'en profil en long et d'altitude moyenne. Ce tracé permet une compensation facile des terrassements. Il faut prendre des précautions spéciales pour le franchissement des cônes de déjection, éviter les versants argileux (glissements et suintements) et, si possible, établir la route sur le versant nord ou ouest, ce qui donne l'exposition la plus favorable dans les climats humides; l'inverse peut convenir dans les climats secs.

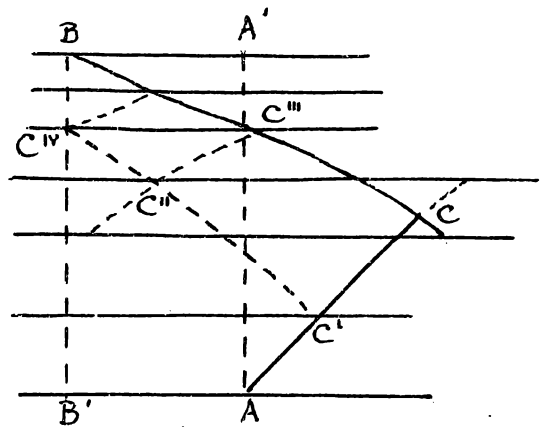
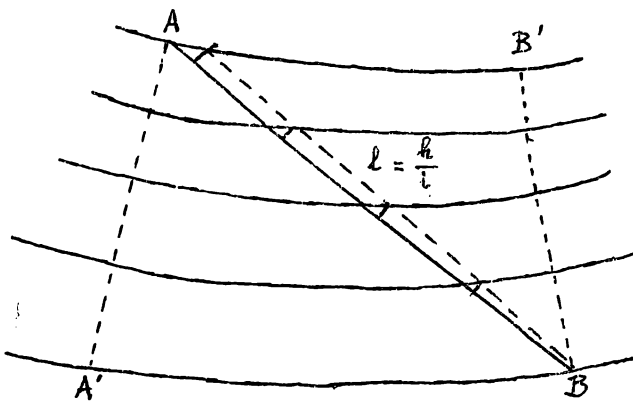


Il faut éviter les paliers, donner toujours une faible pente.

Pour franchir un cours d'eau ou un chemin de fer, sous un angle donné, par le tracé le plus court, la construction géométrique, d'autre part, convient. Elle est analogue pour deux voies de communication voisines.

§7. Tracé à flanc de coteau.

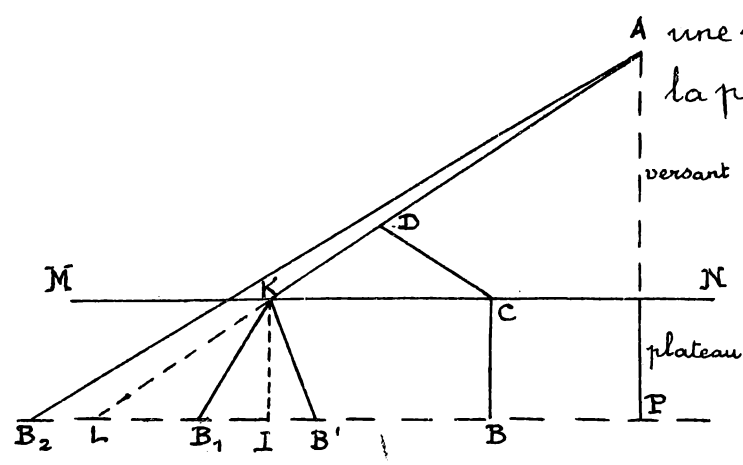
La plus grande pente moyenne du terrain est supérieure à la pente limite. Si h est l'équidistance des courbes de niveau, on tracera le sentier d'égalité de pente i par tronçons successifs de longueur $l = \frac{h}{i}$ entre les courbes de niveau successives. Si la distance entre deux courbes de niveau est $> l$, c'est que la plus grande pente est moindre que i en cet endroit. Il s'agit de réunir 2 points A et B sur un versant, on trace les lignes de plus grande pente AA' et BB' puis, partant d'un des points extrêmes, le sentier d'égalité de pente i (pente maximum). Si ce sentier est entièrement com-



pris entre AA' et BB' , il est possible de réunir A et B par un sentier d'égalité de pente, moindre que i , à déterminer par tâtonnements. Si le sentier d'égalité de pente sort de l'espace compris entre AA' et BB' , il faut en tracer deux en sens inverse à partir des 2 points extrêmes; leur point de rencontre constitue un lacet C . Si AA' et BB' sont très rapprochés, ce qui rejette très loin le lacet C , on a recours à un plus grand nombre de lacets.

Il y a plusieurs positions possibles pour les lacets; il faut choisir les endroits les moins inclinés et il faut éviter de multiplier les lacets, qui sont des points défavorables de la route, quitte à allonger le parcours.

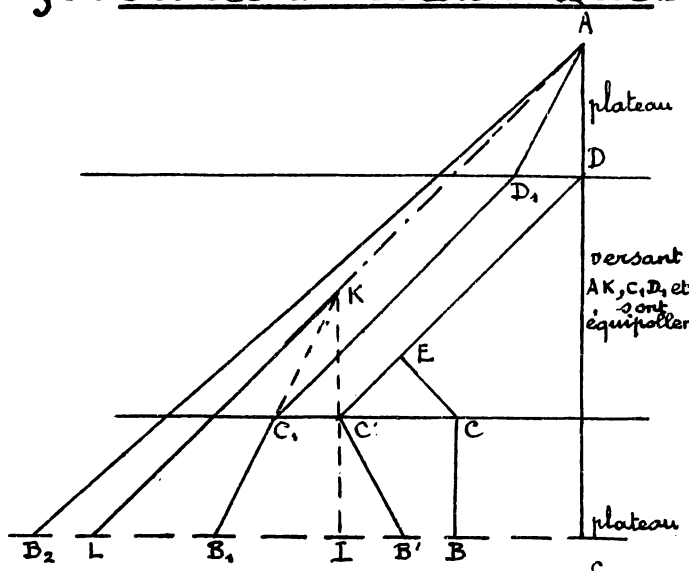
Dans le tracé définitif, on s'écarte du sentier d'égalité de pente pour obtenir des alignements droits raccordés par des courbes. Généralement, le parcours diminue; il faut donc tracer les sentiers d'égalité de pente avec



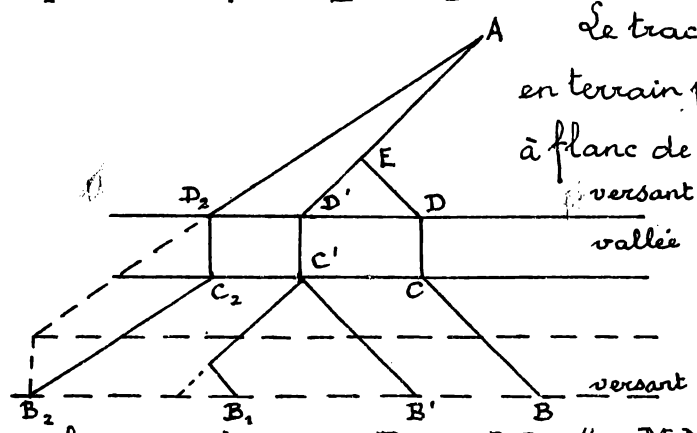
une pente un peu plus faible que la pente limite. Il arrive que l'on puisse éviter les lacets pour gravir un flanc de coteau, en développant le tracé le long des versants d'une vallée transversale, on substitue ainsi une large boucle

au lacet. Les routes de crête peuvent avoir des avantages touristiques; au point de vue de la construction, elles sont généralement défavorables, les crêtes étant presque toujours accidentées.

§8. Tracés en terrain varié



Les crêtes se franchiront aux points les plus bas, appelés cols; les vallées latérales y conduisent le plus souvent. Les vallées se franchiront le plus possible en amont. Les considérations géométriques élémentaires qui suivent, donnent des indications générales dont on peut s'inspirer pour les tracés réels.



Le tracé, pour joindre 2 points, l'un en terrain plat (plan horizontal), l'autre à flanc de coteau (plan incliné), se déterminera comme suit: Supposons A (à flanc de coteau) fixe, MN est l'intersection des deux plans.

Menons $AP \perp MN$ que nous prolongeons jusqu'en P sur $BB_2 \parallel$ à MN. Soit AK la droite de pente i menée par A; elle coupe BB_2 en L. Si B est en B_2 , à gauche de L, le tracé est BB_2 . Si B est en B_1 , entre L et le pied I de la \perp abaissée de K sur BB_2 , le tracé est B_1KA . Si B est entre P et I, le tracé est BCDA avec un lacet

en D et une boucle en C. Si B' est très voisin de I, on tracera B'KA pour éviter le lacet D.

On peut étudier d'une manière analogue les tracés entre :

A) 2 points sur des plateaux séparés par un versant.

B) 2 versants séparés par une vallée à traverser normalement.

Il faut éviter les rampes perdues et éviter les endroits très de clifs pour les courbes, mais au contraire réduire la déclivité en courbe.

§9. Autres conditions générales relatives aux tracés. En

plus des conditions topographiques, il faudra tenir compte encore d'autres considérations générales dans l'établissement des tracés :

1) relatives au terrain : rechercher les terrains résistants, perméables, bien exposés, éviter les zones d'affaissements houillers et les terrains inconsistants, ~~éviter les terrains coûteux (exploitations agricoles, industrielles, etc...)~~.

2) relatives aux autres voies de communication : se raccorder convenablement aux routes existantes, traverser les chemins de fer de préférence par des passages inférieurs ou supérieurs, traverser les voies navigables assez haut pour permettre l'établissement d'un pont fixe, choisir les points de passage de manière à réduire l'importance des ouvrages et à les asseoir sur un terrain solide.

3) relatives à la dépense de construction et à l'exécution : réduire les terrassements et les transports de terres, éviter les déblais rocheux, etc.

4) relatives à la circulation et aux transports : toutes choses égales d'ailleurs, préférer le tracé réduisant les frais totaux de transport. Rationnellement, il faut entendre par là les frais d'exploitation proprement dits des transports, augmentés des frais d'exploitation de la voie.

§10. Comparaison des tracés par les longueurs virtuelles.

Entre deux points, on peut généralement envisager plusieurs tracés. La ~~la~~ chose doit se faire par comparaison :

au point de vue de la dépense de construction ;

au point de vue des dépenses d'entretien ;

au point de vue des dépenses d'exploitation des transports.

La dernière question peut s'étudier par les longueurs virtuelles, c'est-à-dire par

les longueurs horizontales donnant lieu au même travail spécifique utile ou aux mêmes frais spécifiques de transport. Cette notion a fait l'objet de nombreuses études pour les chemins de fer. Des formules ont été établies pour les routes dans l'hypothèse de la traction animale; on peut les considérer comme surannées. Nous nous bornerons à une étude sommaire et générale applicable à la traction sur route, principalement mécanique.

Nous ne tenons pas compte du travail interne, c'-à-d. que nous supposons le rendement constant. A une déclivité $\pm i$, comptée positivement en rampe, correspond un effort résistant $\pm Pi$, P étant le poids du véhicule ou train. C'est un effort moteur lorsque i est négatif (pente) et on peut l'envisager comme tel, dans le calcul des longueurs virtuelles, tant que la pente est inférieure à une limite au delà de laquelle il faut faire usage du frein. A toutes les valeurs supérieures de i , on doit substituer cette limite en pente. Donc, sauf le cas exceptionnel de possibilité de freinage par récupération (autobus électrique à trolley), les pentes ne comprennent les rampes que dans une très faible limite et il faut éviter les rampes perdues, c'est-à-dire contigues à une pente équivalente.

Soient Q le poids mort du véhicule ou train et C la charge utile, $P = Q + C$. Supposons d'abord que le véhicule circule à allure constante indépendante de la déclivité. Son coefficient de résistance à la traction est f_1 et son coefficient spécifique de traction est m , qui a été défini pour la traction hippomobile. Pour un véhicule automobile en ordre de marche: $mQv = \Phi_m - f_1 Qv$, Φ_m étant la puissance motrice effective à la jante. Donc:

$$m = \frac{\Phi_m}{Qv} - f_1 = \varphi(v).$$

Sur une rampe d'inclinaison i , l'équation du mouvement est:

$$mQ = f_1 C + i(Q + C), \text{ d'où: } C = \frac{m-i}{f_1+i} Q.$$

En palier:
$$C_0 = \frac{m}{f_1} Q.$$

Les parcours et les frais étant les mêmes dans le même temps, la longueur virtuelle en rampe L_0 correspond au même tonnage-kilométrique, c'-à-d. que $C_0 L = CL_0$, d'où:

$$L_0 = L \frac{C_0}{C} = L \frac{m(f_1+i)}{f_1(m-i)} = L \left(1 + \frac{i}{f_1}\right) \frac{m}{m-i}.$$

Comme formule simplifiée, on emploie souvent $L_0 = L \left(1 + \frac{i}{f_1}\right)$, ce qui revient à ne pas distinguer entre le poids utile et le poids mort.

La majoration doit être en réalité plus grande, car $\frac{m}{m-i} = 1 + \frac{i}{m-i}$, d'où :

$$L_0 = L \left(1 + \frac{i}{f_1}\right) \left(1 + \frac{i}{m-i}\right) = L \left(1 + \frac{i}{f_1} \frac{m+f_1}{m-i}\right).$$

Le facteur $\frac{m+f_1}{m-i}$ est > 1 en rampe et en pente $i < f_1$; il devient égal à 1 pour $i = -f_1$;

Une grave objection peut être faite à cette méthode, comme de grâce à l'élimination du temps. C'est que, pour une rampe $i = m$, $c=0$ et $L_0 = \infty$. Elle n'est donc applicable que si i est sensiblement $< m$. Mais, sur une forte rampe, on réduit la vitesse à la vitesse v' telle que $\frac{v}{v'} = n$, d'où : $m' + f_1 = n(m + f_1)$, et $m' = nm + (n-1)f_1 > nm$.

En rampe, on a : $m'Q = f_1 C + i(Q + C)$, d'où $C = \frac{m'-i}{f_1+i} Q$.

En palier, $C_0 = \frac{m}{f_1} Q$.

Dans le même temps, donc pour la même dépense, le parcours est n fois plus grand en palier qu'en rampe, donc :

$$L_0 = L \frac{m}{f_1} n \frac{f_1+i}{m'-i} = L \left(1 + \frac{i}{f_1}\right) \frac{mn}{m'-i} = L \left(1 + \frac{i}{f_1}\right) \frac{mn}{mn + (n-1)f_1 - i}.$$

Par des transformations analogues à celles de la formule précédente, on obtient :

$$L_0 = L \left[1 + \frac{1}{f_1} \frac{mni + f_1i - (n-1)f_1^2}{mn - i + (n-1)f_1}\right].$$

Sur une bonne route (béton) en forte rampe, on peut éventuellement négliger $(n-1)f_1^2$, on a alors approximativement : $L_0 = L \left[1 + \frac{i}{f_1} \frac{mn + f_1}{mn - i + (n-1)f_1}\right]$.
Le coefficient de majoration est moindre que celui de la formule précédente.

On obtient \underline{m} d'un tracteur en divisant l'effort de traction T au crochet d'attelage par le poids Q du tracteur. On trouve, p. ex., à la vitesse de $3,5 \frac{km}{h}$ environ, $m = 0,60$ pour un tracteur de 22 CV indiqués, pesant 1350 kg. environ. Le coefficient \underline{m} se rapproche donc de la limite d'adhérence aux faibles vitesses ; il est inférieur aux vitesses plus grandes.

A l'aide de ces formules, on peut établir les longueurs virtuelles d'un tracé quelconque, en le divisant en tronçons de déclivités connues et additionnant les longueurs virtuelles partielles. Les pentes étant éventuellement réduites, il faut déterminer la longueur virtuelle pour chaque sens de circulation ; parfois on envisage la moyenne des deux :



Dispositifs de protection contre la neige, les avalanches et les chutes de pierres (pl. 7 et 8).

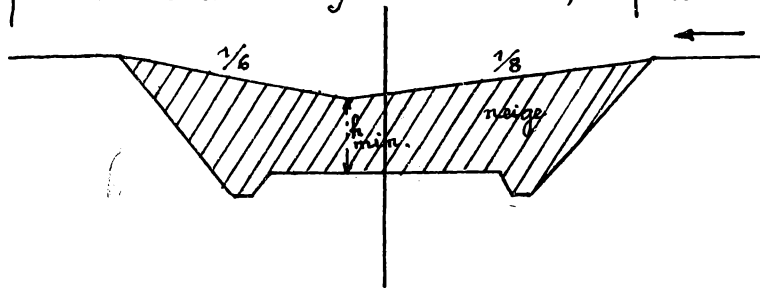
§ 1. Obstructions par la neige. - La neige de chute forme une couverture de 0,40 à 0,50 m. pouvant atteindre exceptionnellement jusque 2.00. Il n'y a pas d'autre moyen de protection que le déblai par chasse-neige, soit du type en V à ailes fixes ou réglables, traîné par cheval ou tracteur, ou poussé par la locomotive, auquel cas il est monté sur truck; ou encore du type à hélice (tranchées).

Le plus grand danger d'obstruction par les neiges provient des tourmentes de neige. La neige est chassée parallèlement au sol par le vent violent et peut venir combler les tranchées ou s'amonceler contre les remblais et les submerger. Les petites tranchées de moins de 6.00 m. de profondeur, surtout de 2 à 3 m. peuvent être comblées, les petits remblais de moins de 5.00 m, submergés, d'autant plus qu'ils sont plus bas. Au delà de 7.00, les remblais ne craignent plus guère. Dans les tranchées de plus de 6.00 m. de profondeur, il existe une capacité suffisante d'emmagasinement de neige pour qu'une passe libre puisse subsister au centre; une grande partie de la neige peut d'ailleurs franchir la tranchée. La question est évidemment influencée par la violence du vent, par sa direction et ses variations de direction. Les vents inclinés de moins de 20° sur l'axe de la tranchée ne sont pas dangereux, la neige est chassée dans la tranchée. Mais les obstructions peuvent se faire dans les changements de direction. Elles peuvent aussi se faire aux points de passage au remblai, où le vent peu incliné sur l'axe de la tranchée peut amener de grandes quantités de neige du dehors. Il peut aussi se produire des dépôts importants sur les routes à flanc de coteau, formant dépression, et aux carrefours.

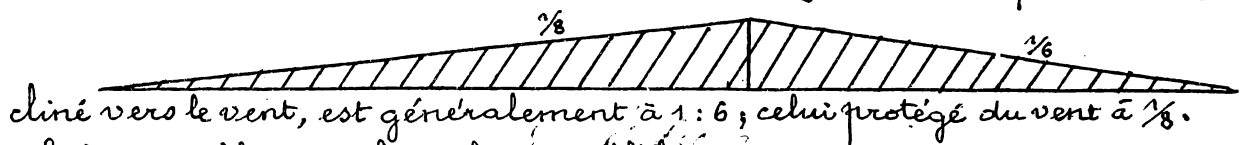
L'importance des dépôts possibles dépend de l'hinterland libre. Jusqu'à 750 m. de profondeur, on admet 3 à 5 m² de section de neige par 100 m. de profondeur; au delà, la quantité décroît de 2 et même 1 m² par 100 m. Mais la présence de cultures et obstacles de toute nature réduit la quantité à 1 m² pour 100 à 150 m. On peut donc ainsi approximativement évaluer les quantités de neige susceptibles de se déposer. L'ob-

sevation est évidemment le meilleur guide.

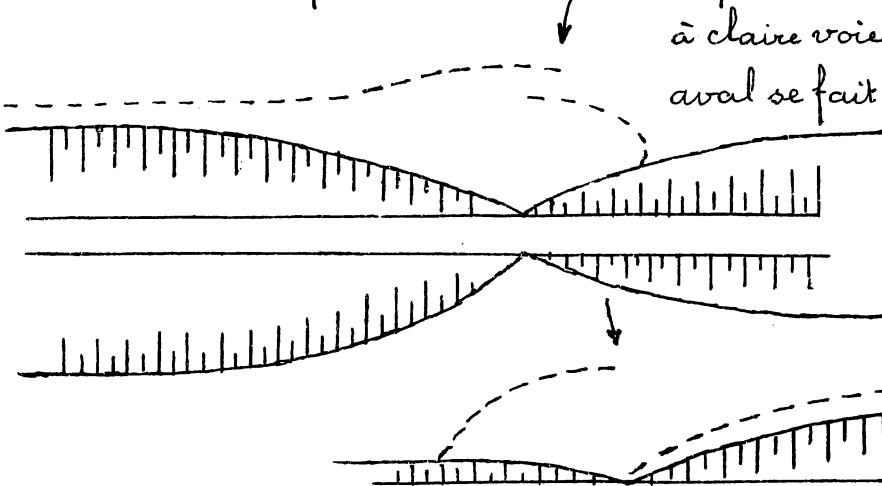
§ 2. Mesures de protection. Sur les plateaux élevés où les amoncellements de neige sont à craindre, il faut éviter les remblais bas et les tranchées peu profondes ou bien, il faut leur donner des talus d'une inclinaison si douce que la neige ne soit pas arrêtée, soit $\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{10}$. Cela n'est généralement possible que pour les faibles hauteurs ou profondeurs et si le prix du terrain est faible. Sinon, il faut établir des dispositifs de protection.



Si l'on observe un amoncellement de neige, soit contre un obstacle, soit dans une tranchée, on constate que le talus in-



cliné vers le vent, est généralement à 1:6; celui protégé du vent à $\frac{1}{8}$. Si l'on établit des obstacles parallèlement au vent ou sous un angle très obtus, il se forme un tel amoncellement. Avec un obstacle plein, l'amoncellement se fait d'abord en amont, puis en aval.



à claire voie, l'amoncellement aval se fait en même temps que celui d'amont, dans une proportion d'autant plus grande que les vides sont plus grands.

Le volume d'amont est donc connu; il est donc connu; il

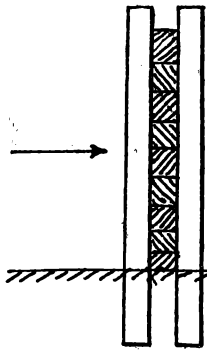
ne dépend que de la hauteur de l'obstacle. Celui d'aval en dépend aussi uniquement, si la distance de l'obstacle à la tranchée est assez grande pour que la neige n'arrive pas à la tranchée. Mais ce dispositif demande beaucoup de terrain et, si la distance à la tranchée est assez grande, des entraînements de neige assez considérables peuvent y pren-

dre naissance. On admet donc qu'une certaine quantité de neige peut être emmagasinée dans la tranchée. Il en résulte que, à volume constant de neige, la distance des dispositifs de protection à la tranchée augmente quand la profondeur diminue. Il faut prolonger les levées au delà du point de passage, de préférence au moyen d'une seconde levée, en chicane avec la première et incurvée en vue de protéger l'entrée de la tranchée.

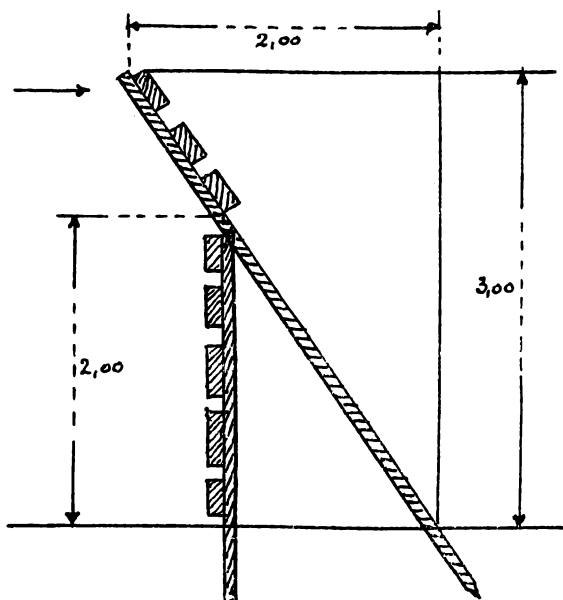
Le dispositif le plus simple est celui des levées // à la tranchée. On attend plus d'efficacité des levées légèrement obliques par rapport à la tranchée et disposées en jalonni, mais le dispositif est plus coûteux. La hauteur des levées atteint jusque 3,00 ; au delà, il faudrait les faire trop solides. On peut les établir alors au sommet d'un remblai ou, selon le procédé suisse, au sommet d'un premier amoncellement de neige de 3,00 m. de hauteur. L'amoncellement total peut ainsi atteindre 7 à 8 m. ; au delà, la neige est emportée par le vent au-dessus de la tranchée.

Pour les remblais, on établit sur les talus des obstacles normaux à ceux-ci, de préférence des haies et des plantations. Dans certains cas, on doit protéger les tranchées par des véritables galeries de couverture ou tunnels. Pour ces raisons, on prolonge parfois les tunnels pour éviter les tranchées profondes d'accès (St Gothard).

§ 3. Dispositifs employés. On peut employer des haies vives ou plusieurs lignes parallèles, des lignes parallèles d'arbres (conifères), des zones étroites boisées. Les arbres doivent être protégés par des levées jusqu'à ce qu'ils soient assez résistants par eux-mêmes. On peut élever des digues en terre, à talus aussi raides que possible et de 50 cm. d'épaisseur en crête, des murs de pierres sèches, de 50 à 60 cm d'épaisseur et de 2 à 3 m. de hauteur, consolidés par des piliers distants de 5,00.

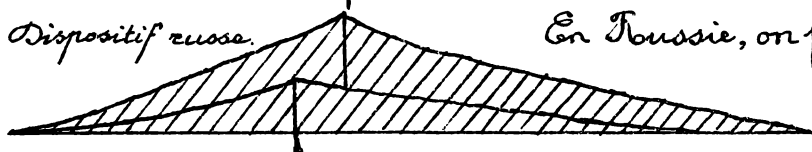


Les dispositifs les plus employés sont, d'après le système danois, des parois verticales de 1 à 3 m. de hauteur, dont la partie supérieure est souvent inclinée vers l'amont. Elles sont soutenues par des poteaux simples



Typique danois (Chemins de fer du Midi-France) Français, pour la protection des lignes de la C^{ie} du Midi, des pare-neige du type danois en pièces moulées amovibles, tout en béton (Voir Ann. des ^{1^{er}} et Ch. ^{1^{er}}, 1926, fasc. 5). On peut établir des installations à demeure, en matériaux résistants et durables, demandant peu d'entretien, tels que le béton, qui convient le mieux.

Dispositif russe.



En Russie, on préfère le système de l'amovibilité. Les pare-neige sont mis en place vers

l'hiver. Lorsque le 1^{er} amoncellement de 2 à 3 m. est formé, on les arrache et on les replante au sommet de l'amoncellement, un peu en aval de la 1^{ère} position. Ce système ne convient que si l'on a de la main d'œuvre à suffisance pour de tels travaux, exécutés dans des conditions assez dangereuses.

§ 4. Protection contre les avalanches. - On distingue les avalanches de surface, formées par des entraînements superficiels de neige dus aux vents violents, et les avalanches de fond, qui se produisent au moment du dégel et sont les plus dangereuses. Elles se produisent dans des couloirs d'avalanches, présentant comme les torrents, un bassin de réception (entonnoir), une gorge ou couloir et un cône de déjection. On doit écarter les voies de communication autant que possible de ces couloirs, sinon les faire passer en tunnel sous le cône de déjection comme pour les torrents. Les galeries de protection en bois ne sont

pas toujours assez résistantes ; il vaut mieux employer la maçonnerie ou le béton armé.

On peut aussi disposer dans les couloirs d'avalanches des obstacles : murets de pierres sèches, piquets en bois ou métalliques entourés de pyramides de pierres, cavaliers de terre, plantations, disposés de manière à arrêter progressivement les avalanches, à les disperser, les briser et les diriger vers des endroits où elles ne peuvent causer de dégâts. Ces dispositifs sont inclinés de 20 à 50° sur la direction des avalanches. Ces dispositifs s'établissent dans les couloirs et sur le cône. Dans le bassin de réception, on cherche à éviter la formation d'avalanches, par la plantation, qui s'effectue progressivement, au moyen d'espèces appropriées, du bas vers le haut.

§ 5. Chutes de pierres.

Dans les tranchées rocheuses profondes ou au flanc des parois rocheuses abruptes, il se produit parfois des chutes de pierres, généralement à certains endroits toujours les mêmes, la stratification et la nature des roches en ces endroits étant causes du phénomène.

La meilleure protection est assurée par des plantations. Si elles ne sont pas possibles, on établit des parois de protection et d'arrêt en pierres sèches ou en vieilles bûches jointives. Elles doivent être solides et il faut craindre le rebondissement des pierres. Il est bon de prévoir une fouille en amont des parois d'arrêt. Dans certains cas, il faut des galeries ou tunnels de protection.

Chapitre X I

Rédaction des projets de terrassements et cubatures (principalement des voies de communication).

§ 1.. Rédaction d'un projet de route. - Le point de départ est le programme que nous avons analysé dans le cours de routes. L'ingénieur procède et fait procéder aux diverses études : géographique, topographique, économique, etc... au moyen de reconnaissances, levés, enquêtes et tous documents utiles.

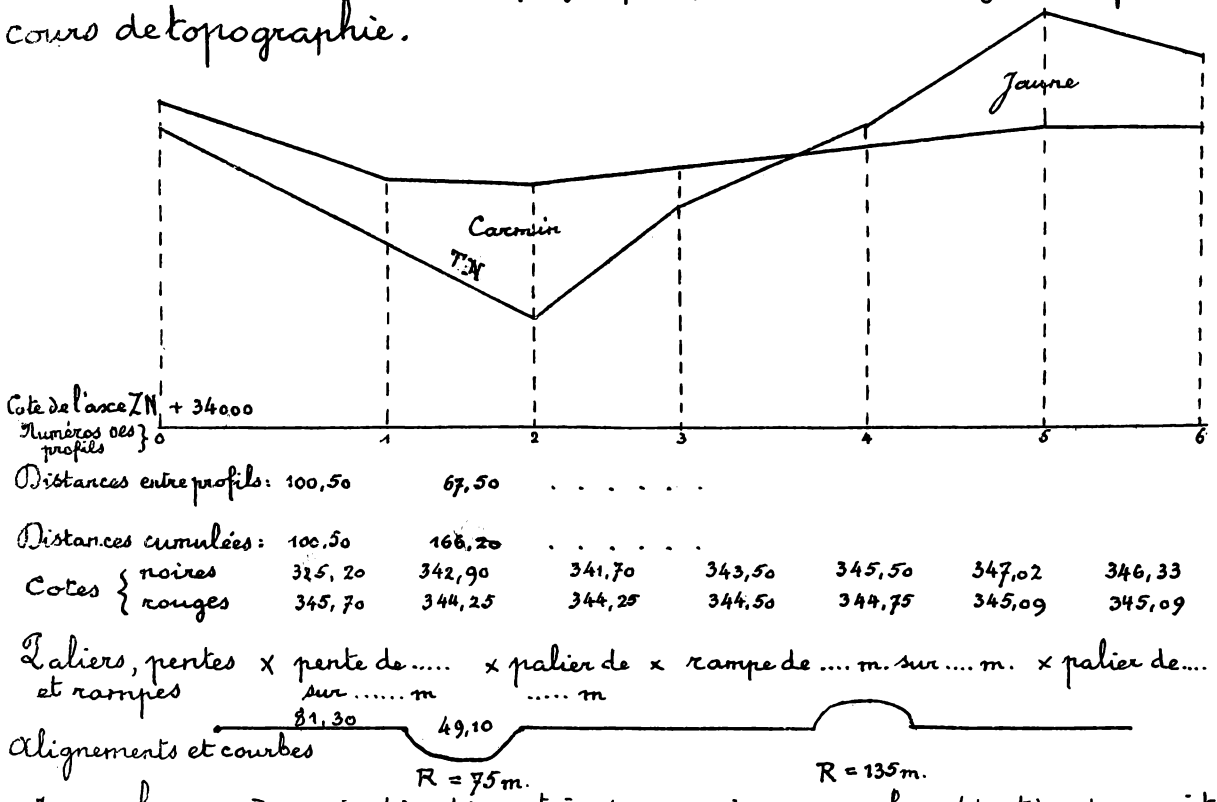
L'avant-projet comporte : un plan de situation au $\frac{1}{10.000}$; un profil en long de $\frac{1}{5000}$ ou $\frac{1}{2000}$ pour les distances, $\frac{1}{500}$ ou $\frac{1}{200}$ pour les hauteurs ; des profils en travers au $\frac{1}{200}$; une épure de cubature et de transport des terres avec un tableau, le plus souvent établi par une méthode expéditive, un devis approximatif.

Le projet définitif comporte les mêmes éléments, généralement aux échelles respectives de $\frac{1}{5000}$, $\frac{1}{1000}$ et $\frac{1}{100}$; un avant-métré des terrassements ; le tableau des distances moyennes de transport et de la répartition des terres, le plan d'emprise ou plan terrier ou parcellaire, établi d'après les données cadastrales* (les limites d'emprises sont teintées en carmin et les différentes sections sont munies de numéros d'ordre ; elles sont énumérées avec toutes indications utiles, dans un tableau, établi généralement d'après un formulaire ad hoc.) ; un devis estimatif détaillé et un cahier des charges, clauses et conditions de l'entreprise ; un rapport explicatif détaillé, justifiant notamment le tracé et les ouvrages annexes. Le projet comporte généralement l'étude des revêtements et celle des ouvrages d'art, dont nous nous occuperons dans d'autres parties du cours.

§ 2.. Rédaction d'un projet de chemin de fer. - L'étude, l'avant-projet et le projet définitif comportent en principe les mêmes éléments que le projet de route. L'établissement du programme et les études sont généralement plus complexes, plus longues et plus appro-

fondées à cause des intérêts plus considérables qui entrent en jeu.

Tout ces questions et les éléments techniques qui servent de base au tracé, je me réfère au Cours d'Exploitation des Chemins de fer (rampes limites, rayons minima des courbes, raccordements horizontaux et verticaux, divers, profils, etc...). Tout les considérations générales relatives aux circonstances topographiques et au tracé, je me réfère au cours de topographie.



Je me borne à ces indications très sommaires pour la rédaction des projets. Généralement, les projets sont établis par des administrations publiques ou privées, qui possèdent des prescriptions plus ou moins développées pour leur établissement. Ce sont elles évidemment qui définissent la voie à suivre et les documents à fournir. Voir, par exemple, dans le « Cours de Routes » de M. Simasset, 8^e leçon, pages 219 à 227, les prescriptions de l'Adm. française des Travaux Publics.

§3. Profil en long. Le profil en long est le développement sur un plan tangent du cylindre vertical ayant pour directrice l'axe du tracé plan. Il comporte un axe longitudinal des abscisses ou distances à partir duquel les ordonnées ou cotes se comptent positivement vers le haut. Sous l'axe des abscisses, on porte l'indication des distances partielles et des distances cumulées ; on indique également les alignements droits et les

courbes, leurs longueurs, les rayons des courbes et leur sens.

En réunissant les points terminaux des ordonnées correspondant aux cotes du terrain naturel, on obtient le profil noir; les cotes sont inscrites dans le tableau sous l'axe des abscisses et s'appellent cotes noires sur l'axe.

Les ordonnées des points de l'axe de la voie de communication sont ensuite reportées sur le dessin; la ligne polygonale qui les joint, constitue le profil rouge dont les cotes inscrites sous l'axe des abscisses s'appellent: cotes rouges sur l'axe.

Ces deux profils représentent l'un, le terrain naturel, l'autre, la plateforme de la voie de communication. Selon leur situation relative, il y a déblai ou remblai. Les zones de déblai se teintent en jaune ou gris, les zones de remblai en rose carmin.

Le profil en long se trace pour l'avant-projet d'après les cartes topographiques ou levés sommaires; pour le projet, d'après les levés définitifs.

Les échelles sont différentes pour les abscisses et les ordonnées, ordinairement $\frac{1}{2000}$ ou $\frac{1}{1000}$ pour les distances et $\frac{1}{200}$ à $\frac{1}{100}$ pour les hauteurs. On complète le tableau sous l'axe des abscisses par :

la cote absolue de cet axe;

les numéros des profils;

la longueur et l'inclinaison des rampes et des pentes (en considérant la circulation de gauche vers droite);

l'indication des accidents topographiques importants: localités, voies de communication, cours d'eau, etc...

§ 4) Profils en travers. Les profils en travers donnent la représentation du terrain et de la voie de communication par projection sur les plans verticaux normaux au cylindre du profil en long.

Ils comportent un axe des abscisses ou distances et un axe des ordonnées, qui est la trace du plan du profil en long. Les distances se portent de part et d'autre de cet axe.

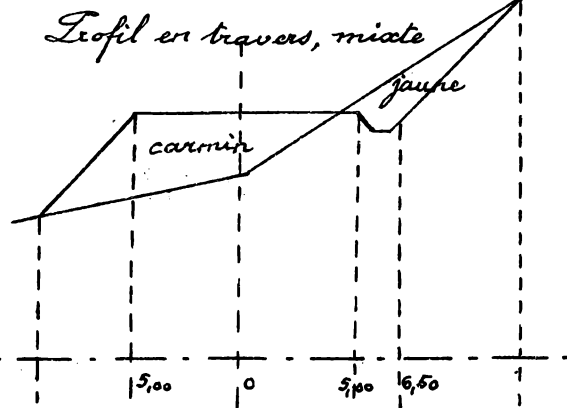
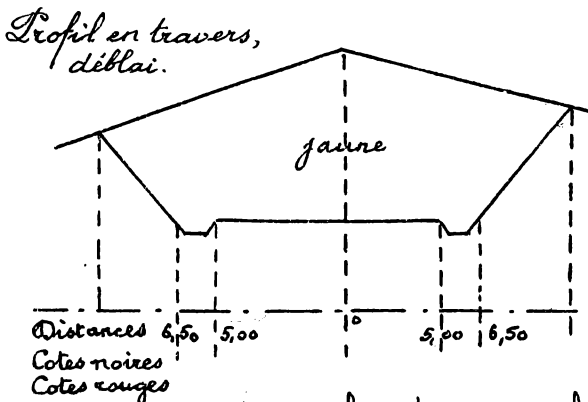
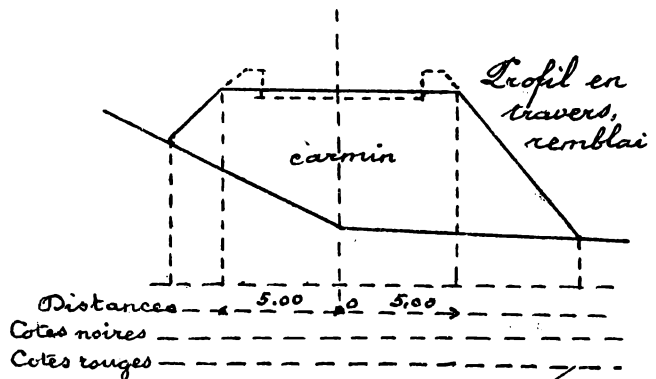
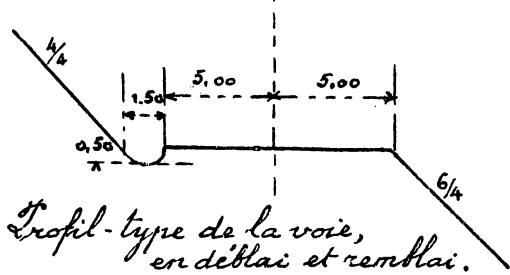
Le terrain naturel est représenté par une ligne brisée noire, les cotes correspondantes sont les cotes noires, la cote sur l'axe est celle indiquée sur le profil en long.

La voie de communication est définie par la cote rouge sur l'axe qui permet de tracer la plateforme de largeur imposée, le talus de remblai ou déblai, les fossés, etc....

Les surfaces du profil correspondant au déblai sont teintées en jaune ou gris ; celles correspondant au remblai, en carmin.

Ces profils en travers complètent, avec le profil en long et le plan, la représentation pratique du terrain et de la voie de communication.

Les profils en travers sont choisis aux points intéressants : ruptures de pentes ou d'alignements de la voie, changements de pentes du terrain naturel, etc... Pour une étude très sommaire, on envisage parfois des entredistances égales. Les échelles des distances et des hauteurs sont égales, $\frac{1}{200}$ ou $\frac{1}{100}$ généralement. Le profil type de la voie de communication doit être donné, d'avance. Les formes caractéristiques des profils en travers sont : a) le profil en remblai; b) le profil en déblai; c) le profil mixte.



En se servant du plan topographique indiquant le tracé, du profil en long et des profils-types de la voie de communication, il est possible de tracer tous les profils et de calculer toutes les cotes. C'est un travail élémentaire, mais qui doit être fait avec soin.

La plateforme du profil ne correspond pas à l'état définitif de la route, qui doit recevoir le coffre de la chaussée, etc... Elle constitue une ligne de compensation du profil, la cote définitive sur l'axe sera partout légèrement supérieure d'une quantité uniforme. M^r d'Ocagne fait observer que si le profil en long est incliné, la pente constante donnée aux lignes de talus diffère légèrement de la plus grande pente des talus.

Si i est l'inclinaison de la route, p celle de la ligne de talus et P la plus grande pente de talus,
$$P = \sqrt{p^2 + i^2};$$

i étant toujours petit, on peut écrire, sans erreur sensible $P - p = \frac{i^2}{2p}$.

Cette différence est toujours très faible et négligeable.

§ 5. Principe des cubatures. - Ses profils en long et en travers montrent que des terres doivent être enlevées là où la voie est en déblai et rapportées là où elle est en remblai. Le calcul des volumes des terres à enlever et à rapporter est une des opérations principales de l'étude d'un projet de voie de communication; elle correspond à une partie fondamentale du travail et de la dépense. Si les remblais sont plus importants que les déblais, il faut faire des emprunts, en cas contraire, il faut faire des dépôts ou cavaliers. Il est toujours désirable qu'il y ait équilibre ou compensation entre les remblais ou les déblais.

L'étude du volume des terres à mettre en œuvre et de la compensation s'appelle cubature des terrassements.

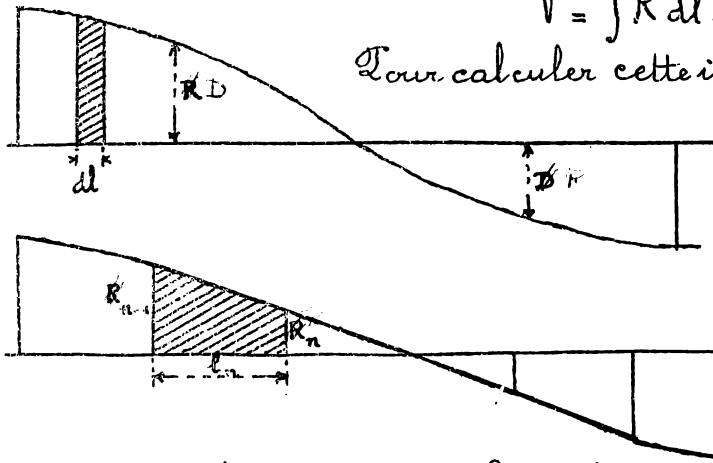
Elle s'accompagne de l'étude des surfaces d'emprise, qui sont définies par l'axe en plan et les largeurs maxima des profils en travers, en tenant compte des emprunts ou dépôts éventuels. Comme ce problème est élémentaire, nous n'en parlons que pour mémoire. J'ai d'ailleurs déjà indiqué dans le cours de routes qu'il ne convient pas toujours et qu'il n'est pas toujours possible de limiter les emprises aux largeurs strictement ou immédiatement nécessaires; il est utile d'envisager une réserve d'avenir.

Supposons une partie de route en remblai et soit R la surface d'un profil en travers. L'axe étant rectiligne, le volume compris entre ce profil et un profil infiniment voisin, distant de dl , est :

$$dV = R dl.$$

le volume d'un tronçon de longueur définie de la voie est donc :

$$V = \int R \, dl.$$



Pour calculer cette intégrale, il faudrait connaître la relation géométrique entre R et l , ce qui est pratiquement impossible. Pour résoudre approximativement l'intégrale,

on procède comme suit : Supposons que, sur

l'axe des abscisses du profil en long, pour les diverses abscisses, nous portions en ordonnées des segments représentatifs, à une certaine échelle, des aires R ou D , des profils en travers. Nous obtiendrions une courbe dont la surface représenterait $\int R \, dl$, donc V , à une certaine échelle. Si l'axe est rectiligne, cette méthode est théoriquement exacte. Mais on ne connaît pas la variation continue de R . On substitue à la courbe une ligne polygonale, obtenue en joignant les sommets des ordonnées correspondant à des profils en travers situés à des distances finies les uns des autres.

Par approximation, on détermine V par la surface de cette ligne polygonale. Donc, en commençant la numérotation des profils par zéro :

$$V = \sum \frac{R_{n-1} + R_n}{2} l_n$$

On opère séparément pour les remblais et les déblais et l'on a :

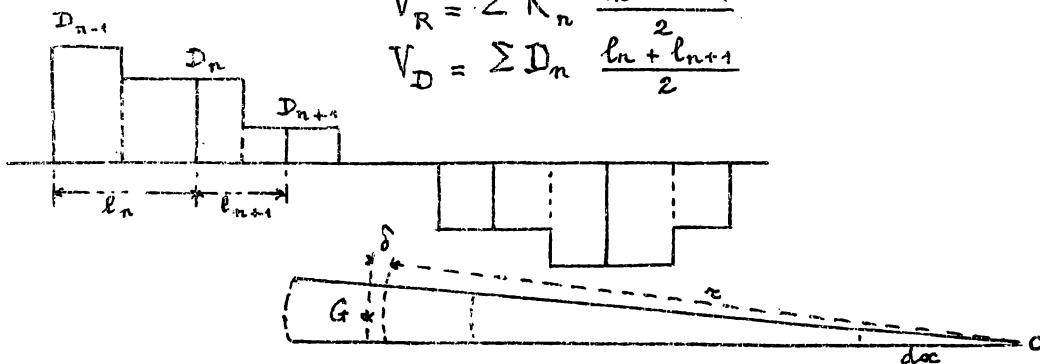
$$V_R = \sum_m \frac{R_{n-1} + R_n}{2} l_n$$

$$V_D = \sum_m \frac{D_{n-1} + D_n}{2} l_n$$

Ces formules correspondent à une surface des aires composée du trapèze. Ces formules peuvent s'écrire aussi :

$$V_R = \sum R_n \frac{l_n + l_{n+1}}{2}$$

$$V_D = \sum D_n \frac{l_n + l_{n+1}}{2}$$



La longueur $\frac{l_n + l_{n+1}}{2}$ est appelée parfois longueur applicable au profil R_n ou D_n . Ces formules correspondent à une surface des aires composée d'une succession de rectangles.

Lorsque l'axe de la route est courbe, le volume élémentaire est :
 $dV = R (\pm \delta) d\alpha$. (r = rayon de courbure de l'axe; δ = distance du centre de gravité à l'axe).
 $dV = R dl + R \delta d\alpha$.

Si le terrain naturel est horizontal, $\delta = 0$ et $dV = R dl$; $r d\alpha = dl$.
En fait, δ est toujours petit, tantôt positif et tantôt négatif; on le néglige donc et on écrit: $dV = R dl$.

La méthode de la moyenne des aires est donc applicable également dans ce cas, avec une approximation satisfaisante.

Cette méthode est celle de la moyenne des aires; c'est la plus appliquée. Elle donne d'ordinaire des erreurs par excès.

§ 6. Figuration géométrique. - On choisit un axe des abscisses et, sur les ordonnées correspondant aux divers profils en travers, on porte des segments représentant vers le haut (ordonnées positives) les aires des profils de déblai; vers le bas les aires de profil en remblai (ordonnées négatives).

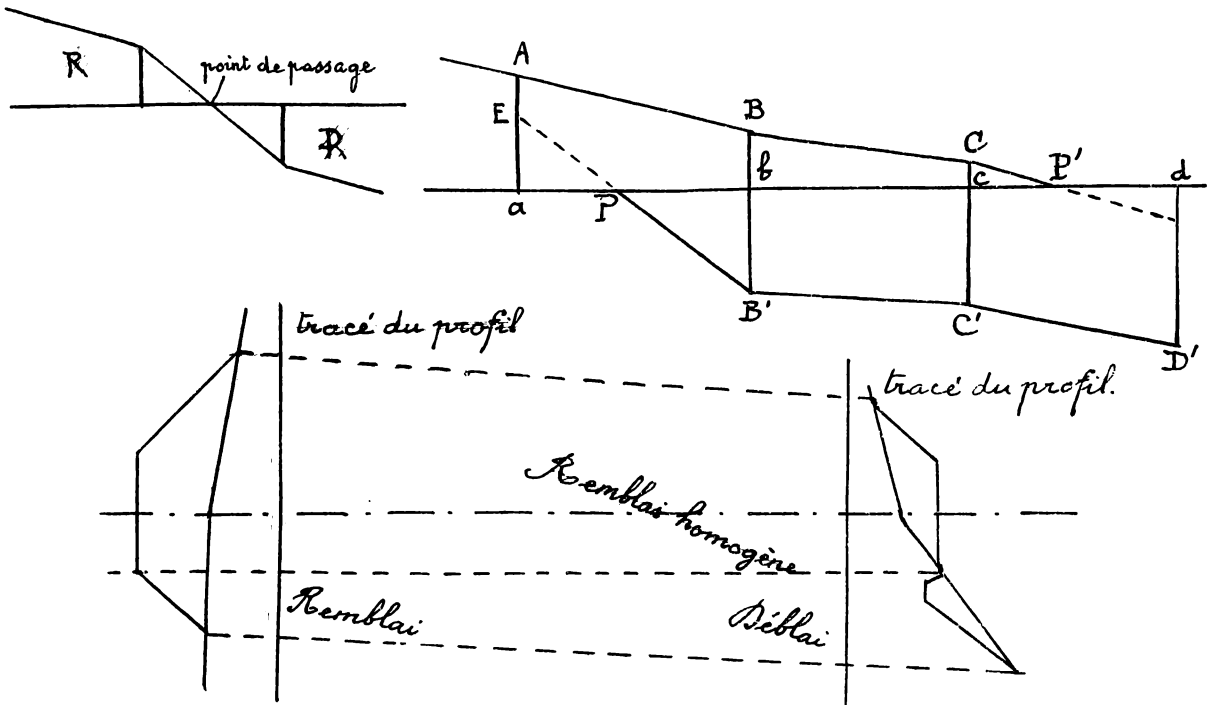
Dans les profils mixtes, il y aura, à la fois, une ordonnée positive et une ordonnée négative. On les figurera toutes deux.

Lorsqu'une ordonnée négative succède à une ordonnée positive (ou vice versa) on passe du déblai au remblai; il y a passage. Le point de passage s'obtient à la rencontre de l'axe des abscisses avec le côté correspondant de la ligne polygonale des aires.

Pour le calcul, il faut nécessairement intercaler un profil fictif d'aire nulle. Lorsque deux profils mixtes se succèdent, on procède séparément à la cubature des volumes de remblai et de déblai.

Lorsqu'un profil homogène et un profil mixte se succèdent, il y a en réalité un point de passage. On le prendra en un point P obtenu en joignant B' au point E tel que $\frac{AE}{Ea} = \frac{bB}{bB'}$, parce que cette construction satisfait aux deux cas extrêmes :

$$Bb = 0 \text{ ou } bB' = 0.$$



Dans les cas compliqués et quand on veut être assez précis, on divise la cubature en cas simples par des plans verticaux parallèles à l'axe passant par les points de changement de profil, cette méthode complique cependant les calculs pour un mince avantage.

La cubature s'effectue en déterminant les aires des surfaces de déblai (au-dessus de l'axe des abscisses) et des surfaces de remblai (en dessous de l'axe des abscisses) par le calcul ou des méthodes graphiques (intégration graphique), ou par le planimètre.

On dresse habituellement un tableau d'avant-métré des terrassements, d'après le modèle ci-dessous. On y inscrit les distances applicables aux profils ou les entredistances, les aires partielles ou totales des profils et éventuellement leurs moyennes. On note les profils fictifs aux points de passage.

Avant-métré des terrassements.

N ^o Profils	Entredistances ou longueurs applicables à chaque profil	Déblai					Remblai					Observations
		Surface des profils				Cubes	Surface des profils				Cubes	
		à gauche de l'axe	à droite de l'axe	totale	moyennes		à gauche de l'axe	à droite de l'axe	totale	moyennes		
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
0												
1												
P.F.												
2												

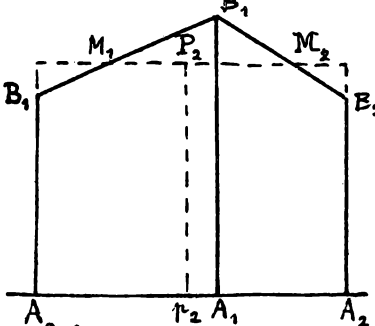
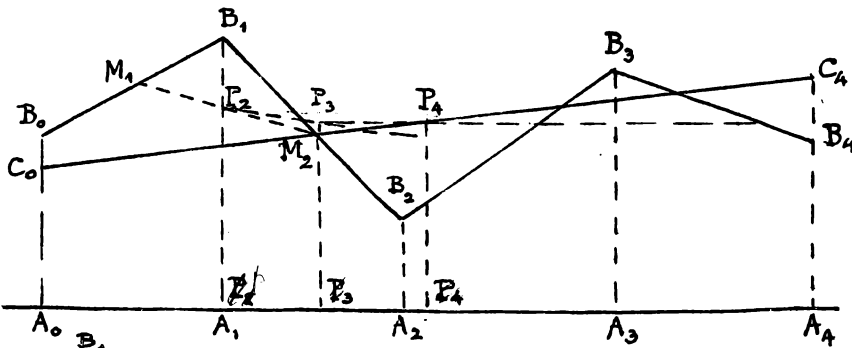
N.B.. Les colonnes 6 et 11 n'existent pas lorsque l'on calcule les cubes au moyen des entredistances.

§ 7. Autres méthodes de cubature. Il n'existe, en principe, aucune méthode exacte, puisque la surface du terrain ne peut, en aucun cas pratique, être considérée avec une rigueur complète.

Dans la méthode, dite exacte, on suppose que le terrain est un parabolioïde hyperbolique en alignement droit, un hélicoïde, en courbe.

La plateforme de la voie est un plan ou un hélicoïde de vis à filet carré. On peut tracer des lignes de passage par des considérations géométriques et effectuer les cubatures par le calcul de volumes de troncs de prismes en alignement droit, par des formules plus compliquées encore en courbe. Ses calculs sont fastidieux et purement théoriques, ils ne présentent guère d'intérêt que pour la cubature de massifs isolés. On obtient le volume plus sûrement en le décomposant en solides simples.

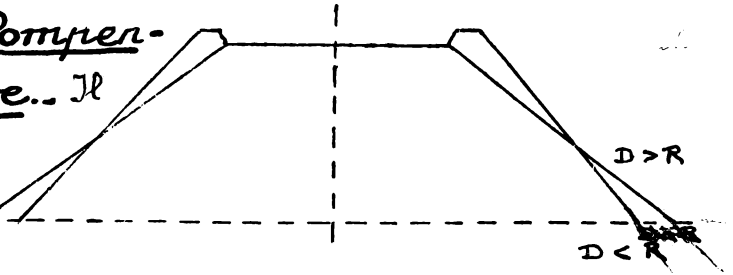
Une méthode approximative, rarement employée, est celle de l'aire de la section médiane. Dans chaque entreprofil, on multiplie la longueur par l'aire du profil équidistant des extrémités, rigoureusement calculé. Dans les courbes, on multiplie l'aire de cette section médiane par la longueur de l'arc de cercle passant approximativement par la projection du centre de gravité de cette section (méthode barocentrique).



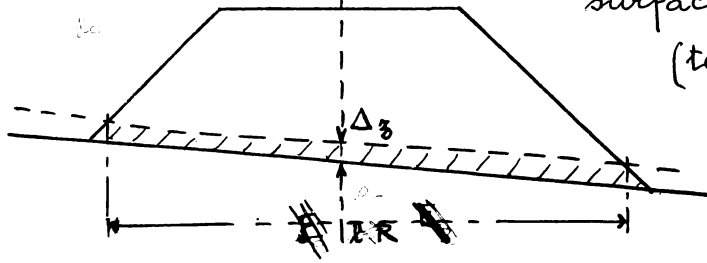
Cette méthode donne le volume par défaut avec une erreur environ deux fois moindre que la méthode de la moyenne des aires (Voir G. Darès, Cubature des Terrasses).

§ 8. Compensation approximative. Il

ya compensation lorsque le volume des déblais est égal



à celui des remblais, c'est-à-dire que la surface totale de la courbe des aires est nulle. Il y a approximativement compensation lorsque la



surface de déblai du profil en long, (teintée en jaune) est égale à la surface de remblai (teintée en rose carmin). Le profil noir étant immuable, cette

équivalence des aires dépend du profil rouge. On peut le faire varier de manière à assurer la compensation approximative, bien entendu en satisfaisant aux conditions de pente. Cette opération peut être facilitée par le moyen géométrique du centre de compensation.

Soient $B_0, B_1, B_2, B_3, B_4, \dots$ le profil noir et C_0, C_4 un profil rouge rectiligne réalisant la compensation approximative. Il en résulte que l'aire du trapèze A_0, C_0, C_4, A_4 est égale à la somme des aires des trapèzes $A_0, B_0, B_1, A_1, \dots, A_3, B_3, B_4, A_4$.

Soit p_4 le milieu de A_0, A_4 et P_4 le point de C_0, C_4 situé sur l'ordonnée médiane.

$$\text{Aire } A_0, C_0, C_4, A_4 = A_0, A_4 \times p_4, P_4 = \sum \text{aires } A_0, B_0, B_1, A_1, \dots$$

donc :

$$p_4, P_4 = \frac{\sum \text{aires } A_0, B_0, B_1, A_1, \dots}{A_0, A_4}$$

Le point P_4 est le centre de compensation du profil B_0, B_1, \dots, B_4 ; toute droite passant par P_4 jouit de la propriété de C_0, C_4 de réaliser la compensation, de même que tout tracé polygonal symétrique par rapport à P_4 . Le centre de compensation peut se déterminer géométriquement, de proche en proche, par la construction de Collignon.

Pour un profil à deux côtés, la droite qui joint les milieux est évidemment une ligne de compensation. Et le point P_2 de cette ligne, sur la médiane de A_0, A_2 est le centre de compensation correspondant. Cette construction se répète de proche en proche.

§ 9. Compensation exacte. La compensation précédemment établie serait exacte si, pour une même différence des cotés rouges et noirs, il y avait identité des aires des profils de déblai et de remblai. Il n'en est rien. L'identité n'est généralement atteinte que pour une coté

déterminée et assez élevée. Pour les projets de routes, les aires des profils en déblai sont généralement supérieures à celles des profils en remblai de mêmes cotes. L'inverse peut se produire pour des cotes élevées (chemins de fer).

Si les cubatures décèlent un excédent, par exemple du déblai sur le remblai, il faut procéder à un relèvement uniforme Δz du profil rouge, ce qui n'altère pas les pentes. Ainsi les déblais sont diminués et les remblais augmentés d'une quantité équivalente, afin de réaliser la compensation exacte.

Comme Δz est petit, en négligeant les quantités du second ordre, on peut écrire:

$$\Delta V_R = E_R \Delta z$$

E_R étant la surface d'emprise du remblai.

$$-\Delta V_D = E_D \Delta z$$

E_D étant la surface d'emprise du déblai. La compensation exige

que:
$$V_D + \Delta V_D = V_R + \Delta V_R$$

d'où:
$$\Delta V_R + \Delta V_D = V_D - V_R = (E_R + E_D) \Delta z = E \Delta z,$$

E étant la surface d'emprise totale.

Donc:
$$\Delta z = \frac{V_D - V_R}{E}$$

La hauteur dont il faut relever le profil rouge est égale au quotient de l'excès du volume de déblai sur le volume de remblai par la surface totale de l'emprise. Il faut tenir compte, dans la compensation, du foisonnement des déblais et du tassement des remblais, qui peuvent d'ailleurs être inégaux et dont la différence constitue le foisonnement permanent.

	Foisonnement initial	Fois. permanent.
Sable, gravier, pierresailles . . .	$\beta = 10 \text{ à } 20\%$	$\alpha = 1 \text{ à } 2\%$
Sable argileux	20 " 25%	3 " 5%
Marne	25 " 30%	6 " 8%
Argile compacte et roche tendre.	30 à 35% et plus	8 " 10%
Roc dur	35 à 50%	10 à 15% et davantage

Donc, le volume des déblais doit être plus petit que celui des remblais de la quantité égale au foisonnement permanent.

$$R = \frac{100}{100 + \alpha} D \quad \text{d'où} \quad D = \frac{100}{100 + \alpha} R$$

Il faut en tenir compte dans la compensation.

Dans l'exécution des terrassements, on doit commencer par augmenter la cote d'une quantité correspondant au foisonnement temporaire. Le volume de remblai initial doit être :

$$D \frac{100 + \beta}{100} = \frac{100 + \beta}{100 + \alpha} R = \left(1 + \frac{\beta - \alpha}{100}\right) R,$$

D et R étant les volumes finaux de déblai et de remblai. Il faut tenir compte de cette augmentation du volume pour le transport. (Coe)

§ 10. Mesure des aires des profils en travers.

A) Par le planimètre. Convient pour les avant-projets ou bien lorsque le terrain naturel est très accidenté dans l'étendue d'un profil (terrain rocheux).

B) Procédés géométriques. Il en existe de nombreux; nous n'en étudierons qu'un seul, le procédé Garceau, qui substitue au demi-profil, un triangle de même aire, dont la mesure se réduit à celle d'une longueur. Observons que l'allure du terrain permet, en général, de le représenter à droite et à gauche de l'axe du profil en travers par des segments de droites. Soit un profil en remblai ACDB. On joint CB et on mène DE // à CB. Le point de rencontre E avec l'axe détermine le 3^e sommet d'un triangle ACE équivalent à ACDB.

Les triangles CDE et BDE ont même base ED et même hauteur. Ils ont donc même aire. En retranchant l'aire de la partie commune KED, il vient : $BKE = \text{aire } cKD$.

Donc : $\text{aire } \underline{ACE} = \text{aire } A cKB + \text{aire } BKE$
 $= \text{aire } A cKB + \text{aire } cKD$
 $= \underline{\text{aire } ACDB}.$

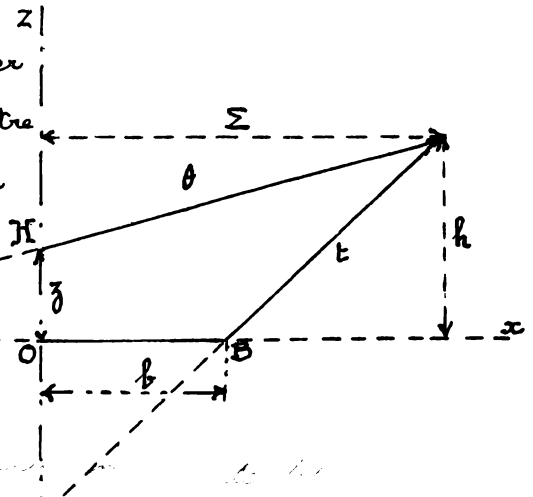
Comme $Ac = b$ est connu, l'aire peut se déduire directement de la mesure de AE, à une échelle convenable. Si :

b est la longueur de AC en mètres,
 z la longueur de AE en mm,
 M " " en mm. représentative du mètre sur le dessin,

$$S = \frac{bZ}{2M}$$

L'unité de mesure de AE pour donner l'aire directement en m², devra donc être $\frac{2M}{b}$. Si $b = 5\text{ m}$ et $M = 5\text{ mm}$, le mètre carré sera mesuré par $\frac{10}{5} = 2\text{ mm}$.

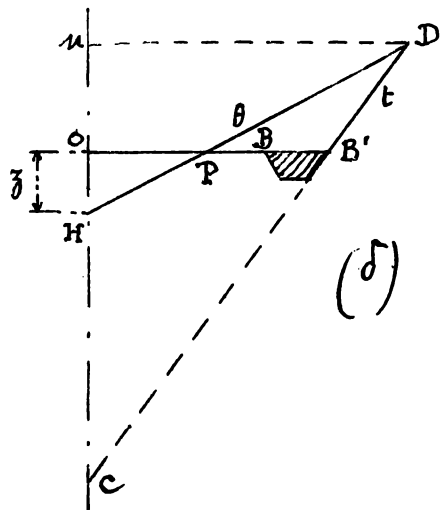
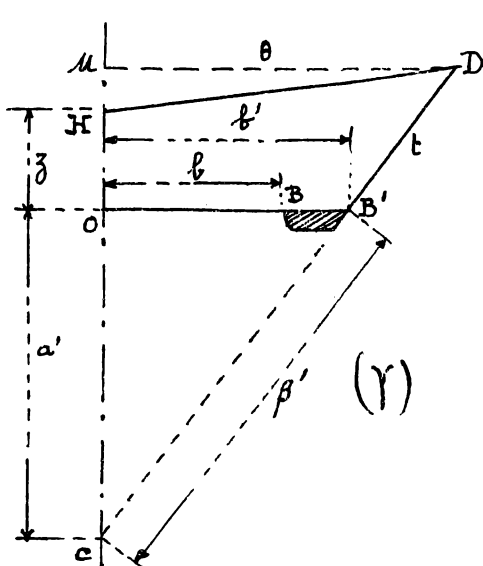
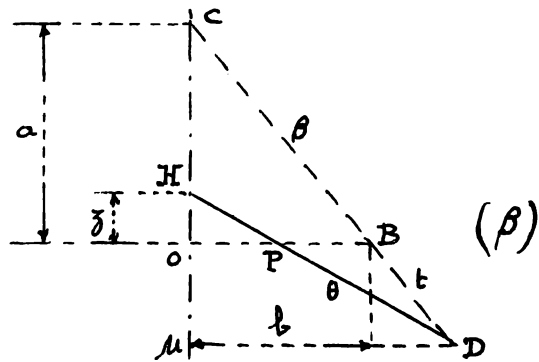
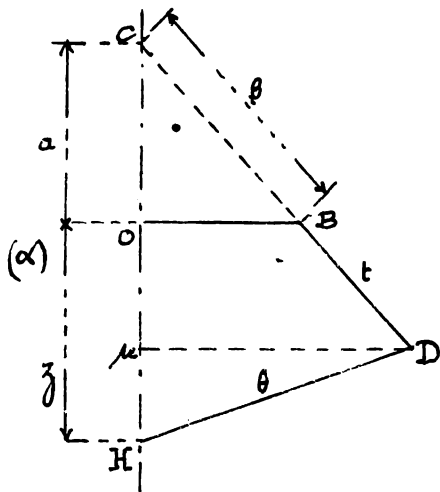
La construction est la même pour le déblai; l'aire du fossé s'ajoute après coup, puisqu'elle est constante.



c) Méthode algébrique (Formules de Fourier). -

Nous adopterons les expressions de M^{re} d'Ocagne, qui sont les plus systématiques, mais nous les établirons d'une manière un peu différente.

Soient θ et t les inclinaisons du terrain naturel et d'un talus.



z est positif vers le haut (donc en cas de déblai).

θ est positif quand le terrain monte; en s'éloignant de l'axe vers l'extérieur du profil, θ est une quantité algébrique.

t idem (donc en cas de déblai); t étant toujours donné en valeur absolue, doit donc être affecté d'un signe.

Calculons les coordonnées du point de rencontre c du terrain naturel et du talus:

$$E(t - \theta) = bt + z$$

$$E = \frac{bt + z}{t - \theta} \quad (\text{largeur d'emprise}).$$

$$h = t(E - b)$$

La longueur BC du talus est: $\beta = (E - b)\sqrt{1 + t^2}$.

L'ordonnée à l'origine de AC est $x_0 = \frac{-z}{\theta}$.

Les aires des demi-profil sont entièrement déterminées par la considération de deux triangles ayant un angle commun et dont les côtés communs sont l'axe et la ligne du talus, les 3^{mes} côtés étant respectivement les lignes de terrain et de plateforme.

α) Profil homogène en remblai. - $z < 0, -t < 0, \theta \geq 0$.

Si $\theta > 0, x_0 = \frac{-z}{\theta} > b$, d'où $b\theta + z < 0$.

Si $\theta < 0, -\frac{z}{\theta} < 0$, donc $\frac{-z}{\theta} < b$ ou $b\theta + z < 0$.

Posons $OC = bt = a, Bc = \beta = b\sqrt{1 + t^2} = sb$, aire $OCB = \frac{b^2 t}{2} = c$.

On a $CM = Et, MH = E\theta$, donc on a: $a - z = E(t + \theta)$ et $E = \xi = \frac{a - z}{t + \theta}$.

D'autre part, $T = sE - \beta = \zeta$.

Enfin $R = HCD - OCB = \frac{(a - z)E}{2} - c = \frac{(a - z)^2}{2(t + \theta)} - c = \sigma - c$.

β) Profil mixte en remblai.

$z > 0, -t < 0, \theta < 0, x_0 = \frac{-z}{\theta} < b$, donc $z + b\theta < 0$.

On a comme ci-dessus: $E = \xi, T = \zeta$.

Mais $D = \frac{z^2}{2|\theta|} = \gamma; R = HCD + OHP - OCB = \sigma + \gamma - c = \sigma - c + \gamma$.

γ) Profil homogène en déblai. - $z > 0, t' > 0, \theta \geq 0$.

Si $\theta > 0, \frac{-z}{\theta} < 0$, donc $\frac{-z}{\theta} < b$ et $b\theta + z > 0$.

Si $\theta < 0, \frac{-z}{\theta} > b, b + \frac{z}{\theta} < 0$ d'où $b\theta + z > 0$.

Posons $OC = b't' = a', B'C - BB' = \sqrt{1 + t'^2} b' - q = s'b' - q = \beta', q$ étant

le périmètre du fossé; aire $OBB'C = \frac{b'^2 t'}{2} - F = c', F$ étant l'aire du fossé.

On a: $E = \frac{a'+z}{t'-\theta} = \Sigma'$; $T = E's' - \beta' = \Sigma'$

$D = CHD - c' = \frac{E'(a'+z)}{2(t'-\theta)} - c' = \sigma - c'$

d) Profil mixte en déblai.

$z < 0$, $t' > 0$, $\theta > 0$; donc: $\frac{-z}{\theta} < b$ et $b\theta + z > 0$.

Comme précédemment, $E = \Sigma'$, $T = \Sigma'$.

$R = \frac{z^2}{2\theta} = \frac{z^2}{2[\theta]} = \gamma$.

$D = HCD + OPH - c' = \sigma' + \gamma - c' = \sigma' - c' + \gamma$.

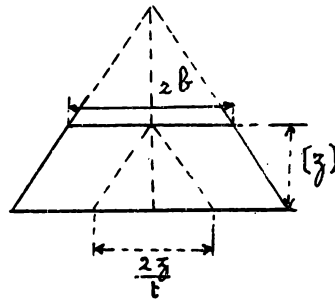
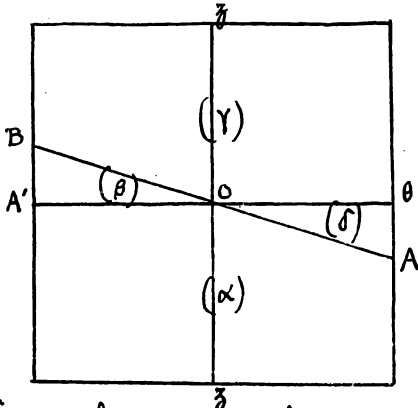
En résumé, en posant: $bt = a$, $t't' = a'$, $\frac{b^2t}{2} = c$, $\frac{b'^2t'}{2} = F - c'$;

$\sqrt{1+t^2} = s$, $\sqrt{1+t'^2} = s'$, $bs = \beta$, $b's' - q = \beta'$;

puis R: $E = \frac{a-z}{t+\theta}$, $\Sigma = sE - \beta$, $\sigma = \frac{(a-z)^2}{2(t+\theta)}$

D: $E' = \frac{a'+z}{t'-\theta}$, $\Sigma' = s'E' - \beta'$, $\sigma' = \frac{(a'+z)^2}{2(t'-\theta)}$

C: $\gamma = \frac{z^2}{2[\theta]}$.



Les valeurs des éléments cherchés dans les divers cas sont:

cas α ($z < 0$, $z + b\theta < 0$); $E = \Sigma$; $T = \Sigma$; $R = \sigma - c$; $D = 0$.

" β ($z > 0$, $z + b\theta < 0$) Σ Σ $\sigma - c + \gamma$ γ

" γ ($z > 0$, $z + b\theta > 0$) Σ' Σ' 0 $\sigma' - c'$

" γ ($z < 0$, $z + b\theta > 0$) Σ' Σ' γ $\sigma' - c' + \gamma$

On distingue aisément entre les divers cas en se reportant au profil. Si on ne l'a pas sous les yeux, on peut recourir au tableau de Calanque. Les éléments distinguant les cas sont θ et z . En les considérant comme coordonnées d'un point en coordonnées cartésiennes, à chaque demi-profil correspond un point du plan. On trace les axes des θ (abscisses) et des z (ordonnées) et la droite AB d'équation $z + b\theta = 0$.

Si le point est en dessous de l'axe $\theta\theta'$ et de la droite BA, il y a remblai homogène (α).

S'il est au-dessus de $\theta\theta'$ et en dessous de BA, il y a remblai mixte (β).

S'il est au-dessus de $\theta\theta'$ et au-dessus de BA, il y a déblai homogène (γ).

Enfin, s'il est en dessous de $\theta\theta'$ et au-dessus de BA, il y a déblai mixte (δ).

A l'aide des formules, on calcule successivement les deux demi-profils d'un profil en travers et on inscrit les résultats partiels et le total dans le tableau du modèle indiqué.

D) Procédés par les tables numériques. D'après les formules algébriques, certains auteurs ont établi des tables numériques, notamment Coriolis, Lefort, etc... Elles ne sont plus guère employées pratiquement.

E) Procédés par les tables graphiques, nomogrammes ou abaques. Il existe de très nombreux abaques; un des plus connus est l'abaque anamorphosé de Salanne. Bien entendu, ils sont établis pour des valeurs particulières de b , b' , t ou t' . Un des nomogrammes les plus pratiques est celui à points alignés de M. d'Ocagne; il interprète les formules algébriques sous la forme exposée ci-dessus. Il y a un nomogramme pour le déblai (D), un pour le remblai (R) et un pour le terme complémentaire (C). Ils sont établis pour des valeurs particulières de b , b' , t , t' , F et q . (Voir M. d'Ocagne, Nomographie ou Cours de Topométrie).

§ 9. Méthode sommaire de cubature par réduction de la déclivité du terrain à l'horizon. La méthode est due à une observation de Salanne.

Lorsque le terrain naturel est horizontal, $\theta = 0$ et les formules algébriques se simplifient. En cas de remblai, nécessairement homogène, on a, pour le profil entier:

$$R = \frac{z^2}{F} - 2 \cdot b \cdot z = \frac{z^2}{F} + 2 b |z|.$$

Le volume du remblai est: $V_R = \sum \left(\frac{z^2}{F} + 2 b |z| \right) l.$

Si la longueur des entreprofils est constante et si n est leur nombre, on a:

$$V_R = L \left(\frac{1}{F} \sum \frac{z^2}{n} + 2 b \sum \frac{|z|}{n} \right)$$

La même formule convient pour le déblai, en remplaçant b par b' , t par t' et en ajoutant le volume $2FL$ des fossés. Si l'on suppose le volume divisé en entreprofils infiniment voisins, on a:

$$V_R = \frac{1}{F} \int z^2 dl + 2 b \int |z| dl = \frac{2}{F} \left[\frac{z^2}{2} + 2 b |z| \right] dl = 2 \left(\frac{M}{F} + b S \right);$$

S est la surface de la courbe des côtes z (profil en long réduit à l'horizon)

et M son moment par rapport à l'axe des abscisses. Ces quantités peuvent se déterminer par intégration graphique. Il n'est donc pas nécessaire, pour la cubature, de déterminer les surfaces des profils.

D'après M^r Daries, pour les valeurs de θ inférieures à 0,10 ou 0,15, l'erreur totale sur les cubatures, en supposant $\theta = 0$ et en employant la méthode expéditive, est inférieure à 5%.

On peut rendre la méthode rigoureuse en procédant à la réduction de la déclivité du terrain à l'horizon, par la construction graphique de M^r Boulanger. Soit $C'D'$ l'horizontale donnant le profil de même aire que CD .

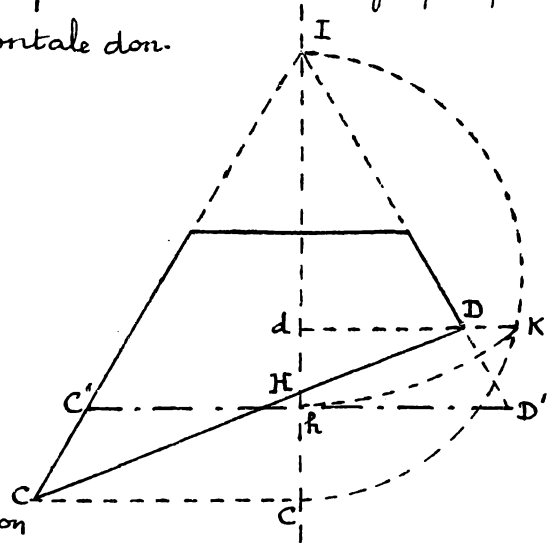
On a: $IC \cdot ID = \overline{ID'}^2$,

ou $IC \cdot Id = \overline{Ih}^2$,

d'où la construction indiquée, car

$IK^2 = IC \cdot Id$ et $Ih = IK$

On observe que, pour les faibles valeurs de θ , h est toujours voisin de H , ce qui corrobore l'observation faite plus haut au sujet de l'erreur commise en supposant $\theta = 0$.

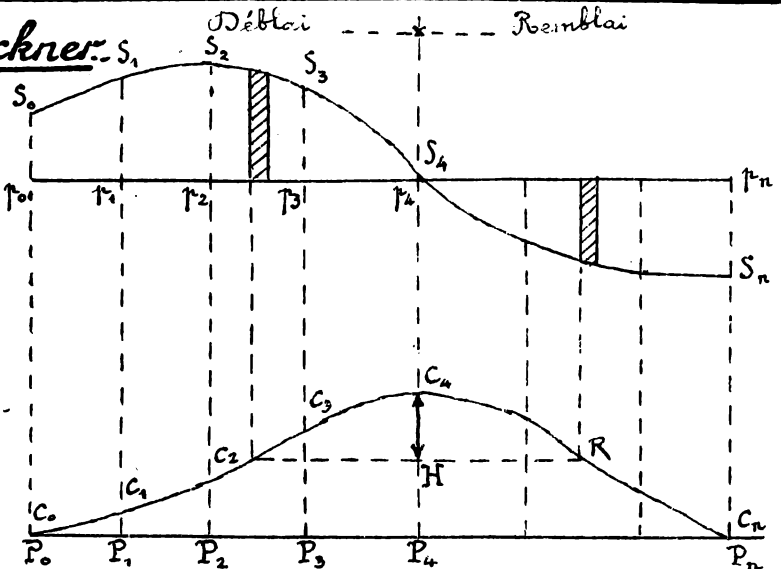


Chapitre XI

Mouvement et répartition des terres. Distances moyennes de transport.

§1. Courbe de Brückner.

Pour l'évaluation des cubatures, nous avons tracé la courbe des aires des profils de déblai et de remblai. Les surfaces comprises entre ces courbes et l'axe des abscisses représentent les volumes



des déblais ou remblais correspondants.

Ces courbes constituent les bases de l'étude de la répartition et du transport des terres. Il faut cependant les transformer légèrement, en observant que dans les profils mixtes, les déblais sont employés, dans la mesure du possible, dans le profil même. Dans les profils mixtes, on portera donc, comme ordonné, la différence des volumes de remblai et de déblai, de sorte que la courbe des aires devient un polygone unique et continu, ayant éventuellement des points de passage fictifs. À l'aide de cette courbe, on peut déterminer la courbe de Brückner, qui représente les volumes cumulés, tant positifs (déblais) que négatifs (remblais). Cette courbe n'est donc autre chose que la ligne intégrale de la courbe des aires telle qu'elle vient d'être définie. Cette dernière étant polygonale, la courbe de Brückner sera composée d'une succession d'arcs de paraboles tangents. On pourrait aussi tracer la courbe de Brückner par la méthode de Mohr; on obtiendrait alors un polygone. En partant du diagramme des aires en gradins, on obtiendrait aussi, par intégration, un polygone rectiligne. L'épure se dispose très facilement. En abscisses, on porte les distances cumulées. Les aires et volumes de déblai sont positifs, les aires et volumes de remblai négatifs. Soit $S_0 S_n$ un segment de courbe des aires dans l'étendue duquel il y a compensation. Il y a un point de passage p_4 ; le déblai est à gauche, le remblai à droite. La courbe de Brückner part de l'axe des abscisses et est d'abord croissante; elle atteint son maximum en C_4 , sur l'ordonnée de p_4 , puis décroît pour s'annuler en C_n sur l'ordonnée de S_n et sur l'horizontale de P_0 puisqu'il y a compensation. $C_0 C_n$ est un segment de répartition, $P_0 P_n$ est une ligne de répartition. Il est évident que les terrassements se feront en partant de P_4 et en rejetant les déblais immédiatement à gauche de ce point, en remblai immédiatement à droite.

Si on considère une horizontale quelconque DR, la portion très petite de déblai située en D sera transportée en remblai à l'autre extrémité R de l'horizontale. Le remblai progressera en même temps que

le déblai, les longueurs de l'un et de l'autre sont définies par les segments délimités par $C_4 P_4$ sur une corde horizontale quelconque DR du segment. La flèche $H C_4$ de cette corde mesure la quantité de terres déplacée; le remblai est égal au déblai. $P_4 C_4$ mesure le cube total correspondant au segment $C_0 C_n$.

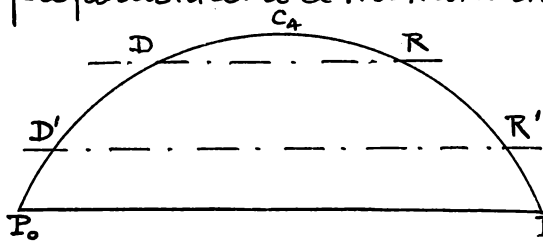
Donc, tout segment limité à une horizontale est un segment de répartition, toute horizontale, une ligne de répartition.

La courbe de Brückner possède donc les propriétés géométriques suivantes: 1) Ses maxima et minima correspondent aux points de passage de la courbe des aires;

2) La nature des profils est la même dans l'intervalle compris entre un maximum et un minimum ou inversement.

3) Des horizontales déterminent sur la courbe des segments dans l'étendue desquels les terrassements se compensent.

§ 2. Moments de transport et distances moyennes. On appelle moment de transport d'un cube de terrassement, le produit de son volume par la distance de transport. Le travail de transport est proportionnel à ce moment en terrain horizontal.



Si je considère un volume élémentaire représenté par dy de la courbe de Brückner au point D et si x est la longueur de la corde horizontale qui

représente la distance de transport de dy , $dM = x dy$ est le moment élémentaire correspondant.

Le moment total, proportionnel au prix total de transport, est :

$$M = \int x dy = \text{aire du segment } P_0 C_4 P_n.$$

Donc: L'aire de la courbe de Brückner déterminée par une ligne de répartition est le moment de transport correspondant.

On appelle distance moyenne de transport d'un segment de répartition la distance de transport appliquée au cube total transporté qui donnerait lieu à la même dépense, c'-à-d. au même moment. Si V est le volume, Δ la distance moyenne :

$$V\Delta = M;$$

$$\text{donc : } \Delta = \frac{M}{V} = \frac{\text{aire } P_0 C_4 P_n}{P_4 C_4}.$$

Cette distance moyenne est la base du rectangle de hauteur $P_4 C_4$ et d'aire équivalente à celle du segment $P_0 C_4 P_n$: c'est la corde horizontale moyenne. C'est la distance des centres de gravité des masses de déblai et de remblai dans le cas simple du segment $P_0 C_4 P_n$, représenté.

L'aire du segment peut se déterminer par diverses méthodes géométriques ou graphiques ; il est avantageux d'employer pour toute l'épure, l'intégration graphique. La courbe de Brückner est formée, avons-nous vu, d'arcs de paraboles du 2^e degré ; son intégrale est composée d'une succession d'arcs de paraboles cubiques.

§3. Signe de répartition, cas simples. On appelle ligne de répartition, l'horizontale ou l'ensemble des horizontales qui déterminent à la fois la répartition des terres, l'aire de la courbe de Brückner et les distances moyennes de transport. Dans le cas simple que nous venons d'examiner, il y a compensation ; les deux extrémités de la courbe sont sur une même horizontale, qui est généralement la ligne de répartition.

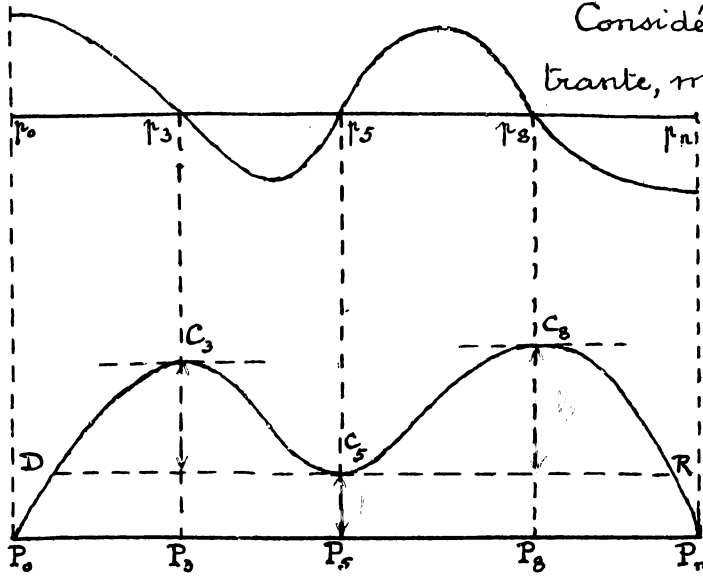
Toute autre ligne de répartition augmente la masse des terrassements ou entraîne des dépôts ou emprunts aux extrémités.

Dans le cas où il y aurait lieu de distinguer entre plusieurs modes de transport, se succédant d'après la distance maximum de transport (0 à 90 m. à la brouette, 90 à 200 m. au tombereau, au delà en wagon), on trace les horizontales interceptant des segments de cette longueur maximum, p. ex. DR pour la brouette, D'R' pour le tombereau, etc...

Ce segment DC_4R correspond au transport à la brouette, il détermine le cube transporté, le moment de transport et la distance moyenne.

Les segments D'D et RR' correspondent au transport au tombereau ; ils définissent les mêmes éléments.

Cette répartition n'est plus guère usitée de nos jours, tous les transports se font, en général, par le même moyen : wagonnets Decauville ou wagonnets de terrassement.

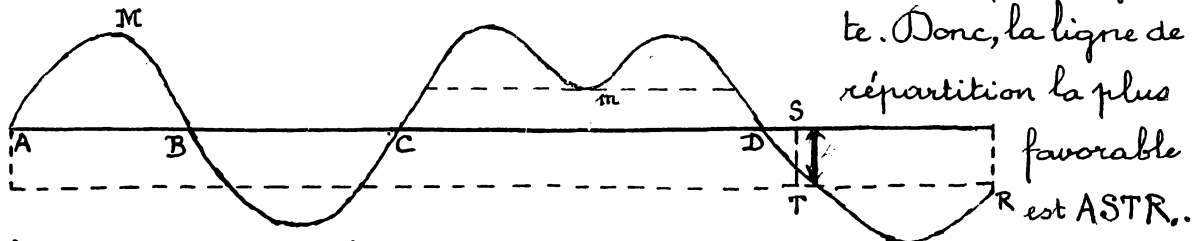


Considérons un segment à partie rentrante, mais donnant lieu à compensation. Par le point le plus bas, menons l'horizontale DR. Nous voyons que les segments DC_3C_5 et C_5C_8R se compensent et que les terrassements se feront comme si la ligne de répartition était DC_5R , quant aux déblais du segment P_0D ,

ils seront transportés pour former les remblais de RP_n . Il n'y a rien de changé pour la détermination des moments de transport total ou partiels et des distances moyennes de transport.

§ 4. Répartition dans le cas général. Dans le cas général, la ligne de Brückner ne se termine pas sur l'axe des abscisses. Si elle reste au-dessus, il y a excès de déblai, il faut un dépôt. Si elle reste au-dessous, il y a excès de remblai, il faut un emprunt.

Si on prend comme ligne de répartition, l'axe des abscisses, la zone de dépôt ou d'emprunt en résulte immédiatement. D'après ce que nous avons vu dans les § précédents, la zone d'emprunt, dans le cas de la figure, est entre D et T. On pourrait la placer en R, mais on voit que l'aire de la courbe, donc le moment de transport augmente.



Si on prend comme ligne de répartition, l'horizontale passant par l'extrémité R, l'emprunt total se fait en A. Mais on voit que cette solution est inférieure à la précédente, car elle donne une aire plus grande, donc un moment de transport plus élevé.

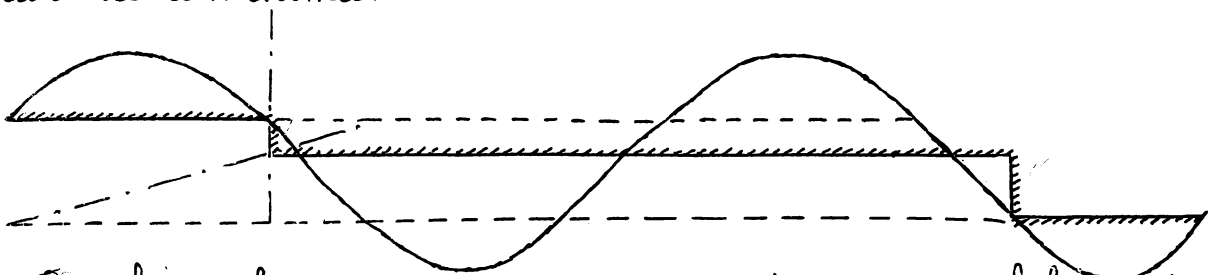
La ligne de répartition peut d'ailleurs occuper une position quelconque; il faut rechercher la plus avantageuse. C'est celle qui donne le

plus petit moment de transport, c'-à-d. intercepte l'aire la plus petite de la courbe de Brückner. Elle doit toutefois satisfaire aussi à la condition de ne pas augmenter le volume des terrassements, dépôts et emports compris.

Observons que la ligne de répartition se déplace entre les horizontales passant par les extrémités de la courbe, le volume total des terrassements ne change pas. Il augmente lorsque la ligne de répartition sort de cette bande, appelée, pour cette raison, bande utile. Il est apparent sur la figure qu'en sortant de la bande utile on crée un déblai et un remblai supplémentaires qui se compensent, dont la distance de transport est grande et qui représentent un travail perdu.

Donc la ligne de répartition doit être comprise entre les horizontales extrêmes. La plus favorable est celle qui donne l'aire minimum.

L'aire est formée d'une somme d'aires de segments, les uns à maxima, les autres à minima.



Appelons s les cordes des premiers, qui diminuent vers le haut, et i les cordes des seconds qui diminuent vers le bas.

L'aire $\sigma = \sum s - \sum i$ (en valeur absolue).

Il faut que: $d\sigma = \sum ds - \sum di = 0$.

ou $d\sigma = dy[\sum s - \sum i] = 0$,

donc: $\sum s = \sum i$.

La ligne de répartition la plus favorable est celle qui assure la condition de l'égalité de la somme des cordes s et de la somme des cordes i , ou une somme nulle des cordes, en affectant les cordes s du signe positif et les cordes i du signe négatif.

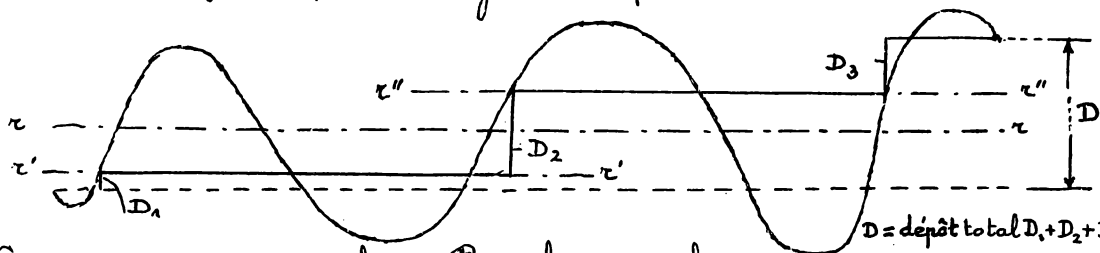
Pour trouver cette ligne, on trace, à partir de l'ordonnée passant par l'origine de la courbe la ligne sommatoire des cordes (suivant la convention de signes énoncée). On en cherche les points sur les horizontales

extrêmes. S'ils sont du même côté de l'ordonnée initiale, la ligne sommatoire coupe l'ordonnée en dehors de la bande utile. La solution optimum pour la ligne de répartition est alors l'horizontale extrême donnant la plus petite valeur de $\Sigma s - \Sigma i$, donc celle ayant la plus petite abscisse de ligne sommatoire. Si les deux points sont de part et d'autre de l'ordonnée, la ligne sommatoire rencontre l'ordonnée dans la bande utile et ce point de rencontre détermine la situation de la ligne de répartition. La ligne sommatoire est à peu près polygonale ou droite. Elle est théoriquement polygonale si on détermine pour la ligne de Brückner un polygone par la méthode de Mohr. Il suffit généralement d'en déterminer un petit nombre de points.

La ligne de répartition ainsi trouvée détermine complètement la répartition et le transport des terres, les emprunts et dépôts et le moment de transport, ainsi que la distance moyenne.

Observons que, si les horizontales extrêmes interceptent des segments de la ligne de Brückner, comme la ligne de répartition doit se mouvoir dans l'intérieur de la bande utile, ces segments extrêmes ne doivent pas intervenir dans la recherche précédente et les ordonnées initiales ou finales peuvent être reportées à leurs extrémités intérieures.

§ 5. Lignes de répartition en gradins. - Dans la bande utile, il est possible de prendre une ligne de répartition en gradins formée de plusieurs tronçons d'horizontales et donnant une solution plus avantageuse qu'une ligne de répartition non brisée.



Considérons une courbe de Brückner à plusieurs segments et soit r la ligne de répartition déterminée comme ci-dessus. Divisons la courbe en deux groupes, l'un formé de deux premiers segments, l'autre, du reste.

Par les méthodes du § précédent, nous déterminons pour chacun

des groupes la ligne de répartition la plus avantageuse. Pour le 1^{er} groupe de 2 segments, c'est $\pi' \pi'$ telle que : $s' = i'$.

Pour le 2^e groupe, c'est $\pi'' \pi''$ telle que $\Sigma s'' = \Sigma i''$.

Il est évident que l'aire correspondant à ces deux lignes de répartition est inférieure à celle qui correspond à $\pi \pi$.

Pour le second groupe, on peut procéder comme pour le premier et de proche en proche déterminer une série de lignes de répartition irréductibles pour les segments considérés.

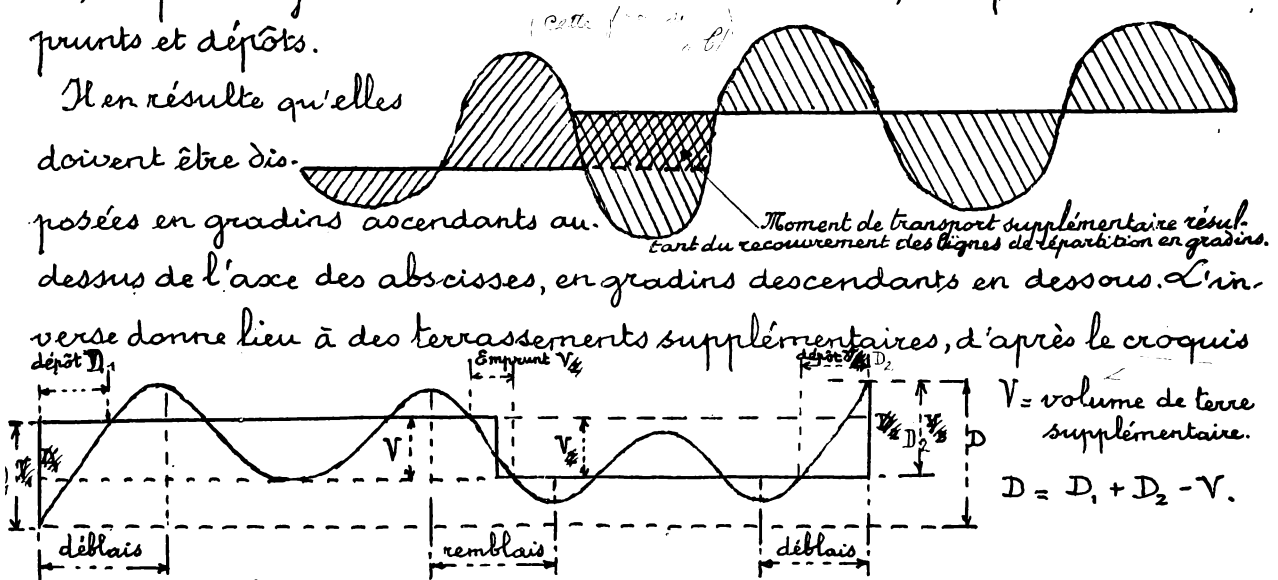
Elles doivent remplir diverses conditions :

- a) être situées à l'intérieur de la bande utile, pour la raison précédemment exposée ;
- b) être disposées de telle sorte que leurs extrémités ne se recouvrent pas, ce qui donnerait lieu à des transports supplémentaires.
- c) ne pas augmenter le volume total des terres, compte tenu des emprunts et dépôts.

Il en résulte qu'elles doivent être dis-

posées en gradins ascendants au-dessus de l'axe des abscisses, en gradins descendants en dessous. L'in-

verse donne lieu à des terrassements supplémentaires, d'après le croquis

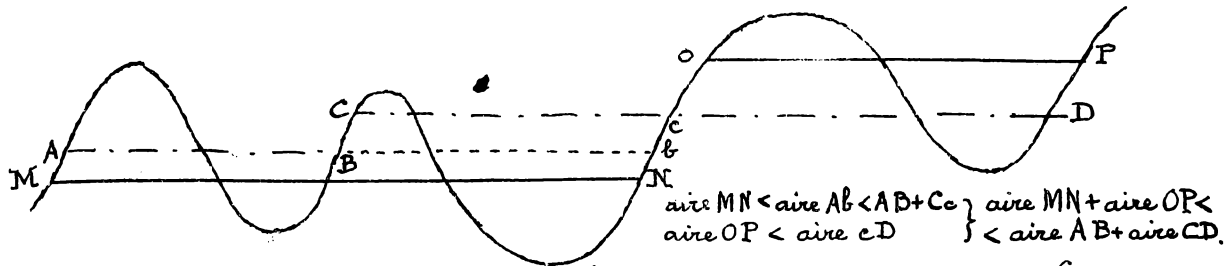


d) Enfin, elles doivent être les plus basses possibles si elles sont au-dessus de l'axe des abscisses, les plus hautes possibles si elles sont en dessous.

Il est, en effet, possible de déterminer plusieurs systèmes de lignes de répartition irréductibles, le plus avantageux satisfait à la condition d) comme le montre le croquis en tête de la page suivante. (Voir Henry, Théorie et Pratique du mouvement des terres par le procédé Brückner) Es-Béranger.

§ 6. Cas où les lieux d'emprunt ou de dépôt sont imposés.

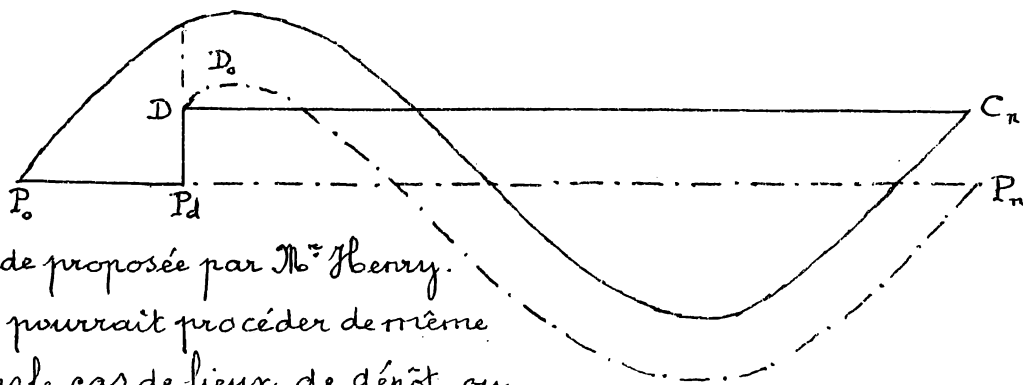
Dans les conditions du § précédent, les lieux d'emprunt ou de dépôt sont



complètement déterminés par la ligne de répartition choisie. La situation peut se présenter différemment lorsque les lieux d'emprunt ou de dépôt sont imposés, ainsi qu'éventuellement les cubes.

M^e d'Acagne donne une représentation très intuitive et très simple de la solution par déplacement vertical de certains segments de la courbe de Brückner (v. fig. ci-dessus). Cette construction est applicable aussi s'il y a plusieurs dépôts ou emprunts.

Pratiquement il est gênant de déplacer la courbe; il est préférable de déplacer la ligne de répartition (dans le cas de la fig. en DCN) selon la mé-



thode proposée par M^e Henry.

On pourrait procéder de même dans le cas de lieux de dépôt ou

d'emprunt imposés en nombre quelconque, les cubes étant fixés, ou déterminer la répartition la plus avantageuse entre plusieurs lieux d'emprunt ou de dépôt imposés sans fixation de cubes.

§ 7. Dispositions pratiques. Nous avons indiqué que l'on peut

Nos des profils	Cubes des déblais pour chaque profil	Cubes des remblais pour chaque profil	Cubes à employer dans le profil même	Excès des cubes		Cubes cumulés		Segments de répartition	Cubes	Distances moyennes	Moment de transport	Observations
				de déblai	de remblai	ordonnées positives	ordonnées négatives					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

tracer la courbe de Brückner et son intégrale à partir de la courbe des aires des profils par intégration graphique.

La courbe de Brückner s'accompagne d'un tableau d'après les indications de la page précédente.

La question des prix de transport est examinée dans un chapitre ultérieur.

§8. Critique de la méthode de Brückner. La méthode de Brückner constitue une étude systématique et rationnelle du mouvement des terres. Elle suppose cependant un transport horizontal suivant un axe longitudinal. Elle ne rend pas compte du travail de transport latéral (profils mixtes) non plus que du travail de transport vertical (pentes et rampes). Il y a donc des termes complémentaires ou secondaires à ajouter au travail de transport déterminé par la méthode de Brückner.

Le libre choix de la ligne de répartition donne assez bien de latitude, mais sa fixation détermine complètement la répartition théorique des terres. Elle suppose notamment que les masses sont transportées par quantités élémentaires successives.

Cela correspond assez bien au transport par véhicules isolés : brouette, tombereau, wagonnet avec déversement en tête. Mais l'exécution des terrassements par trains de véhicules à déversement latéral ne correspond pas à cette hypothèse simple et complique la notion mathématique de distance moyenne de transport. La méthode de Brückner n'est donc qu'une approximation.

Il y a quelques observations à faire au sujet des dépôts ou emprunts. La méthode de Brückner permet théoriquement d'en déterminer les emplacements les plus favorables. Pratiquement, le cas ne peut qu'être envisagé que dans les pays où les terrains et les terres ont peu de valeur. Là où les terrains sont mis en valeur, les emprunts et dépôts constituent toujours une gêne, tôt ou tard ils doivent disparaître et ils entraînent ainsi non seulement une immobilisation de valeurs, mais, en outre, une double dépense de constitution et d'enlèvement. En principe, il faut donc éviter les emprunts et dépôts.

Des exceptions à cette règle s'imposent toutefois lorsque les dépôts peuvent servir à combler des dépressions de terrain, mores, etc... et servir ainsi à mettre des terrains en valeur, de même quand les emprunts peuvent réa-

liser le déblai de buttes ou contreforts gênants. Les lieux de dépôt ou d'emprunt sont alors déterminés d'avance, on en tient compte dans l'épure de Prückner.

En pays industriels, les voies principales de communication sont souvent établies dans les vallées et demandent beaucoup de remblai. On utilise les déchets industriels abondants et souvent abandonnés gratuitement: scories, laitiers, déblais de mines. Au voisinage des grandes villes, on utilise les immondices ou leurs cendres. L'ingénieur doit, bien entendu, vérifier la qualité de ces matériaux aux points de vue: possibilité de combustion, cohésion en remblai, poussée, influence de l'humidité, actions chimiques sur les matériaux, etc.. Les distances de transport sont parfois élevées, mais comme on utilise des trains complets à voie normale, les transports sont économiques.

En cas d'excès de déblai, si les terres disponibles représentent une valeur, on la réalise par vente à des tiers. Sinon, on les laisse enlever gratuitement.

Les grandes exploitations (compagnies de chemin de fer) emploient généralement leurs déblais à d'autres travaux. Le chargement et le transport s'effectuent généralement aux frais du preneur.

Ces opérations sortent du cadre de l'épure de Prückner. Pour les emprunts, le moment et le prix de transport sont aisés à déterminer, on peut admettre la distance du lieu d'emprunt au lieu de déchargement (centres de gravité des masses). Pour les déblais en excès, la distance de transport est nulle. Les effets de rampes seront envisagés dans l'établissement du prix de transport. Dans les terrassements de chemins de fer et de routes, les masses de déblai sont situées à un niveau supérieur aux remblais, les transports des terres se font en pente. Le matériel de transport vide doit seul remonter en rampe. Dans ces conditions, les rampes sont sans influence. Il n'en est pas de même pour les tranchées de canaux, bassins, etc... et tous les terrassements ou les remblais sont à un niveau supérieur à celui des déblais.

§9. Transports transversaux. Dans les profils mixtes, il y a un transport transversal de déblai en remblai. Dans les routes et chemins de fer, ce transport s'effectue toujours de haut en bas et à faible distance;

l'effet de ces transports est donc minime. Lorsque les distances et quantités sont très petites, les terrassements se font à la pelle et on ne tient pas compte des transports. Au delà, on emploie la brouette ou des wagonnets ou des transporteurs; on envisage comme distance moyenne de transport horizontal la distance des centres de gravité des aires de remblai et de déblai qui se compensent dans le profil. Les transports transversaux prennent une grande importance lorsque la largeur de plateforme est très grande (faisceaux de voies ferrées, gares) ou lorsque les déblais sont en-dessous du niveau des remblais (canaux, bassins); nous examinerons ces cas dans la suite.

§ 10) Cas des tranchées de canaux, bassins, etc... Les masses de remblai sont à un niveau supérieur à celles de déblai.

On les divise, d'après les circonstances topographiques, en portions correspondantes qui se compensent et on détermine les distances verticales et horizontales de leurs centres de gravité. On opère les cubatures au moyen des profils moyens auxquels s'appliquent des longueurs mesurées sur les plans et profils. On détermine alors les distances de transport en rampe. Ces transports sont fréquemment obliques, c'-à-d. tant longitudinaux que transversaux. On développe des chemins de roulement ou des voies en rampe limite le long des talus, on y applique les prix de transport en rampe. Il faut, bien entendu, tenir compte, en outre, des transports horizontaux qui peuvent s'ajouter aux précédents, calculés d'après les circonstances de chaque cas concret. Cette méthode s'applique sans restriction lorsque les déblais sont chargés dans le fond de la fouille, soit à la main, soit mécaniquement dans des véhicules quelconques.

Avec les machines excavatrices à godets, le chargement se fait au haut de la fouille, la considération du transport vertical est donc sans objet; on rentre dans le cadre de la théorie de Brückner.

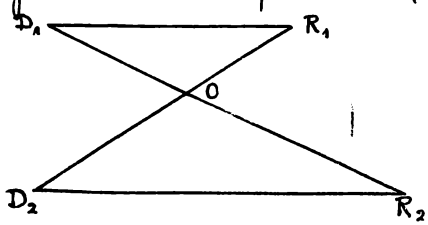
§ 11) Terrassements superficiels. La théorie de Brückner ne considère que des transports longitudinaux; elle envisage, en réalité, des terrassements dont les dimensions transversales sont modérées (routes, chemins de fer en voie courante).

Pour les gares, faisceaux de triage, etc..., la plateforme reçoit une très grande largeur; les terrassements deviennent superficiels. La théorie de Brückner ne donne plus qu'une approximation très imparfaite et elle ne donne plus aucune indication plausible sur les chemins de transport, parce que les dimensions transversales, qui sont comparables aux distances longitudinales, ne sont pas du tout considérées. Par exemple, dans le cas d'une plateforme de gare de triage en remblai, dont les terres proviennent de déblais exécutés dans divers raccordements d'accès. La cubature s'effectue cependant d'ordinaire faute d'une meilleure méthode pratique, par la méthode exposée. Il convient de réduire les entreprofils; moyennant cette précaution, l'approximation est satisfaisante.

La distance moyenne de transport s'évaluera dans les cas favorables par la méthode de Brückner, sinon par la distance barycentrique des volumes correspondants de déblai et de remblai.

L'étude de la répartition la plus avantageuse est un problème de mathématiques transcendentes. Il a été étudié par Monge, Dupin, Appell, etc.,... Ces théories ne peuvent trouver place dans le cours, elles n'ont d'ailleurs pas d'intérêt pratique. Nous nous bornerons à exposer quelques principes généraux élémentaires et susceptibles d'utilité.

A. Principe de Monge. Dans le système de routes le plus avantageux, il est impossible que deux routes se croisent entre leurs extrémités.



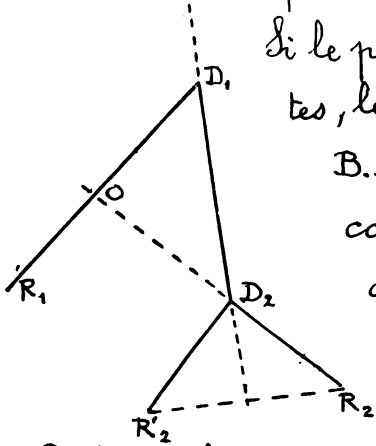
Si on suppose que les points D_1 et D_2 du déblai sont portés sur R_1 et R_2 du remblai et que $D_1 R_2$ et $D_2 R_1$ se croisent en O entre leurs extrémités, il est impossible que ces routes soient les plus avantageuses.

Car il résulte des relations entre les côtés des triangles $OD_1 R_1$ et $OD_2 R_2$ que les routes $D_1 R_1$ et $D_2 R_2$ sont plus courtes au total que les précédentes. Cette observation reste vraie si O se confond avec un des quatre points.

Si le point O est en dehors des extrémités de l'une des routes, on peut lever l'indétermination apparente par un rabattement symétrique. Ainsi, dans la fig. ci-après, on envoie le symétrique R'_2 de R_2 par rapport à $D_1 D_2$

et on en déduit que le système le plus avantageux est $D_1 R_1$ et $D_2 R_2$.

Si le point O est en dehors des extrémités de toutes les routes, le principe de Monge ne donne plus de résultat.



B. Méthode de Dupin. On a recours, dans ce cas, à la méthode de Dupin. Le choix du système de routes est indifférent lorsque

$$D_1 R_1 + D_2 R_2 = D_1 R_2 + D_2 R_1,$$

d'où: $D_1 R_1 - D_1 R_2 = D_2 R_1 - D_2 R_2.$

Cette égalité exige que les points D_1 et D_2 se trouvent sur une branche d'hyperbole dont R_1 et R_2 sont les foyers.

Cette hyperbole divise le plan en deux régions telles que dans le système de routes le plus avantageux, une route quelconque ne peut couper la courbe, car si D'_1 , D''_1 et D'''_1 sont

des points situés à l'extérieur, sur et à l'intérieur,

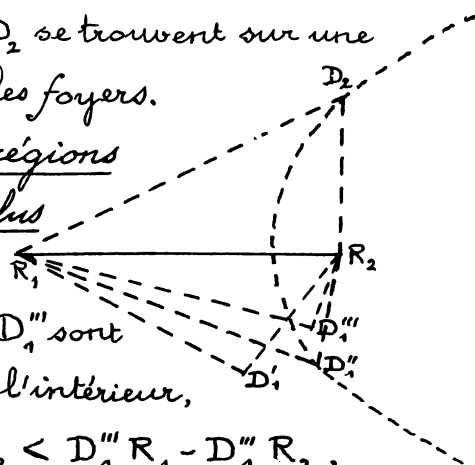
on a: $D'_1 R_1 - D'_1 R_2 < D''_1 R_1 - D''_1 R_2 < D'''_1 R_1 - D'''_1 R_2,$

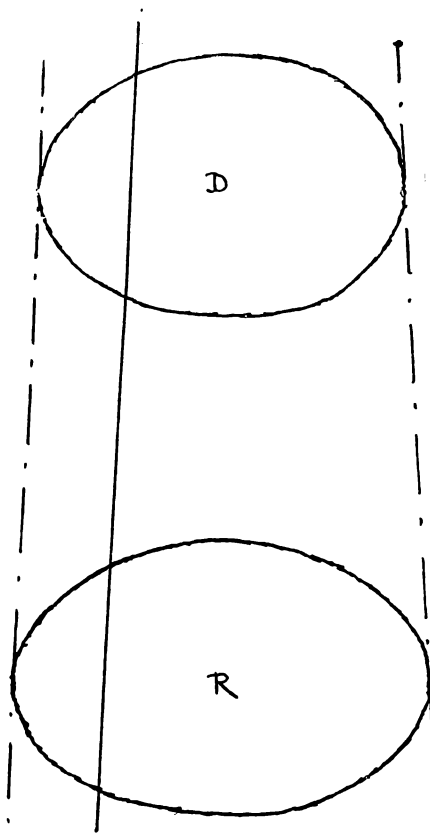
et $D''_1 R_1 - D''_1 R_2 = D_2 R_1 - D_2 R_2.$

Donc: $D'_1 R_1 + D'''_1 R_2 < D'_1 R_2 + D'''_1 R_1,$

ce qui démontre la propriété énoncée. L'hyperbole est appelée la courbe séparatrice. Donc lorsque l'on a à constituer 2 masses de remblai, chacune d'elles doit recevoir tous les déblais situés dans l'intérieur des branches correspondantes de la courbe séparatrice. La répartition éventuelle des masses de déblai situées en dehors de cette courbe se fait d'après le principe de Monge.

C. Transport d'une surface sur une autre. Soient deux surfaces: l'une de déblai, l'autre de remblai R . Traçons les tangentes communes extérieures RD et $R_n D_n$ aux deux aires et considérons $D_1 D'_1 R_1 R_1$. La bande infiniment petite de déblai $D_1 D'_1$ est transportée en $R_1 R'_1$. Comme les routes ne peuvent se croiser, il en résulte que aire $D_1 D D'_1 =$ aire $R_1 R R'_1$, car aucun élément de $D_1 D D'_1$ ne peut être transporté sur $R_1 R_n R'_1$. Donc toutes les routes successives se suivent depuis la tangente RD jusqu'à la tangente $R_n D_n$ formant une suite continue de droites; il faut que: aire $RR_1 R'_1 =$ aire $DD_1 D_n D'_1$.





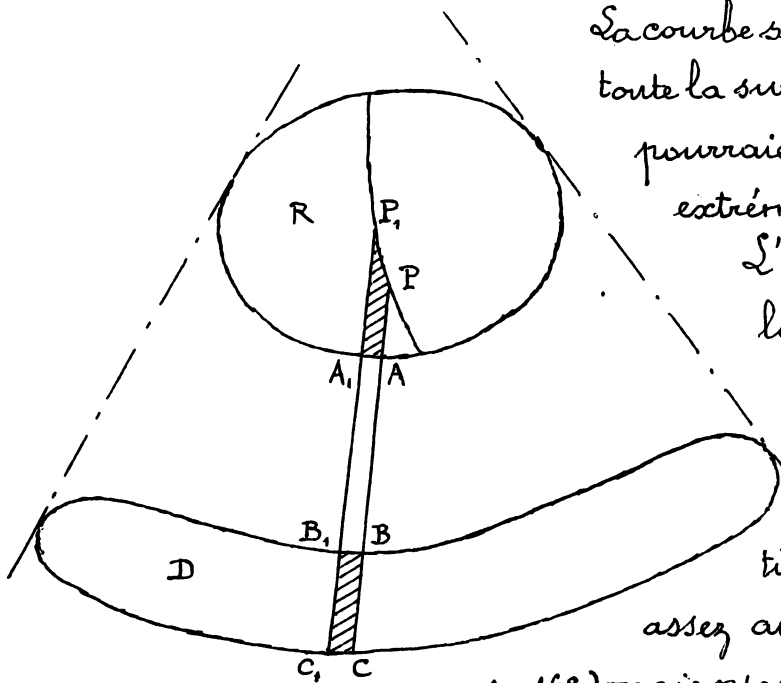
L'enveloppe de cette suite de droites doit être extérieure à la surface R, sinon deux routes infiniment voisines se couperaient entre leurs extrémités, ce qui est inadmissible.

Si il existe donc un pareil système de routes à enveloppe extérieure aux surfaces, elle constitue, en général, le système le plus avantageux.

Si il n'en existe pas, c'est-à-dire si les routes infiniment voisines se coupent à l'intérieur des surfaces, le système le plus avantageux s'obtient par la considération d'une courbe séparatrice. Cette courbe est telle, p. ex., que si PABC et P₁A₁B₁C₁ sont deux routes infiniment voisines

$$\text{aire } PP_1A_1A = \text{aire } BB_1C_1C.$$

La courbe séparatrice doit traverser toute la surface R, sinon deux routes pourraient se couper entre leurs extrémités.



L'étude analytique développée de ces courbes est très compliquée, même dans les cas les plus simples.

L'équation différentielle générale s'établit assez aisément (voir G. Darès, p. 168) mais n'est d'aucune utilité di-

recte; nous ne l'étudierons donc pas.

Les considérations qui précèdent donnent cependant des éléments d'appréciation qui peuvent être utiles pour déterminer la répartition des terres dans les terrassements superficiels.

N° de classe	Nature des terres	Poids par m ³ de déblai	Coefficient de foisonnement (1 + β)	Foisonnement permanent (1 + α)	Fouille.		Charge.	
					Outils employés	Heures d'ouvrier par m ³	Outils employés	Heures d'ouvrier pour jet de pelle ou plateforme par m ³
I	Terres sans cohésion. Sables humides. Ter. gravier	1 5 0 0	1, 1 0	1, 0 3	pelle	1/2 à 3/4	Heures d'ouvrier pour charge en wagon élevé par m ³ .	
II	Terres peu cohérentes Sable et gravier argileux. Argile légère	1 6 0 0	1, 2 0	1, 0 4	bêche (pioche)	< 1	1/3 h.	
III	Terres très cohérentes Argile, glaise, marne, gros gravier, sol rocailleux	1 8 0 0	1, 2 5	1, 0 0	bêche (pioche)	1 1/2 à 2	1/2 h.	
IV	Éboulis grès tendre. Calcaire tendre, schiste fragile, gravier compact.	2 0 0 0	1, 3 0	1, 0 8	pic - levier	2 à 3	1/2 h.	
V	Roches stratifiées en bancs minces et peu résistants. Schistes et grès calcaires. Craies. Agglomérats	2 2 0 0	1, 3 5	1, 1 0	pic, levier, coins et masse, (piétements) forages	3 à 4	2/3 h.	
VI	Roches en bancs épais, thyloïdes, grès et calcaires durs.	2 5 0 0	1, 4 0	1, 1 3	Explosifs (ou) levier	4 à 5	2/3 h.	
VII	Roches anciennes très dures (Granites, porphyres, quartzites, etc...)	2 8 0 0	1, 5 0	1, 1 5	Forages Explosifs	6 et davantage	3/4 h.	

Chapitre XII

Exécution des terrassements. Sondages, fouilles et charge.

§1. Nature des terres. Il est toujours nécessaire de s'informer de la nature géologique des terrains d'assiette des voies de communication et des ouvrages, qui donne certaines indications générales utiles (origine, nature, superposition des terrains, etc...) Dans des cas spéciaux ou difficiles (éboulements, glissements, suintements, altérations de roches, etc...) la collaboration d'un géologue est souvent nécessaire.

Au point de vue de la technique des constructions, les terres se caractérisent par leurs propriétés mécaniques, dont découlent la plus ou moins grande facilité de fouille (déblais), la stabilité en massifs (talus et remblais) et l'aptitude à supporter des charges (fondations). Nous n'envisagerons pas les propriétés chimiques, qui les rendent plus ou moins propres à l'emploi comme matériaux, directement ou après un traitement approprié. Il faut cependant prendre garde à l'altération physique ou chimique que certaines terres en roches peuvent subir sous l'action de l'atmosphère, de l'eau, etc.. (altération des feldspaths des roches argileuses, décalcification par dissolution des calcaires par les eaux acides ou très pures; hydratation de l'anhydrite donnant de forts gonflements, dissolution du gypse ou plâtre, etc..) Il faut prendre garde aussi aux altérations chimiques que les terres, par les eaux qu'elles contiennent, peuvent faire subir aux matériaux de construction (mortiers, bétons, etc...)

Au point de vue physique, les terres varient de l'état solide plus ou moins parfait (roc) à l'état d'amas pulvérulent. Dans le premier cas, les vides appréciables sont accidentels; dans le second, il y a nécessairement des vides entre les particules et d'autant plus que les particules sont plus uniformes et plus petites. La cohésion varie, de valeurs notables à des valeurs très petites dont, par prudence, on ne tient généralement pas compte. Pour l'état pulvérulent, cette cohésion varie d'ailleurs d'après

le tassement et peut être accue par des opérations mécaniques : pilonnage, corroyage, etc....

L'humidité possède une grande influence sur les qualités des terres. Toutes les terres, y compris les roches (humidité de carrière) contiennent une certaine proportion d'humidité; certaines roches durcissent après évaporation de l'eau de carrière. Jusqu'à un certain pourcentage d'humidité normale, les propriétés mécaniques des terres ne sont qu'à peine influencées. Dans certains cas (sables), un peu d'humidité augmente la cohésion par tension superficielle (plage de sable humide). Mais lorsqu'il y a un excès d'eau, notamment qu'il y en a plus que le volume des vides, les particules deviennent mobiles, la terre devient coulante et la cohésion, comme la force portante, diminuent très rapidement. Ce phénomène est d'autant plus marqué que les grains sont plus petits et plus mobiles. Des poudres très fines et sèches sont, par elles-mêmes, très mobiles; légèrement mouillées, elles peuvent se tasser; très mouillées, elles deviennent fluides. Les sables bouillants, qui réalisent plus ou moins cet état, sont la terreur des constructeurs.

Les argiles, formées de grains impalpables de silicates d'aluminium hydratés, se comportent différemment. Elles sont compactes, mais très avides d'eau et, par absorption, gonflent fortement. Et la dessiccation, il se produit un retrait donnant lieu à des fentes, qui facilitent une absorption d'eau ultérieure. Quand elle est détrempée, l'argile devient plus ou moins fluide; les particules d'argile sont très mobiles et s'insinuent partout. L'argile devient également glissante; comme elle est souvent stratifiée ou disposée en couches minces entre des bancs, elle peut donner lieu à des glissements qui provoquent des éboulements.

Nous n'examinerons la nature des terres, actuellement, qu'au point de vue de la difficulté de fouille et de manipulation dans les terrassements. (L'étude approfondie des propriétés mécaniques des terres est faite dans le cours d'Ouvrages Terrassements). Les terres et roches peuvent être divisées en classes; le tableau ci-joint donne une classification assez étendue et les valeurs caractéristiques moyennes correspondantes. Les

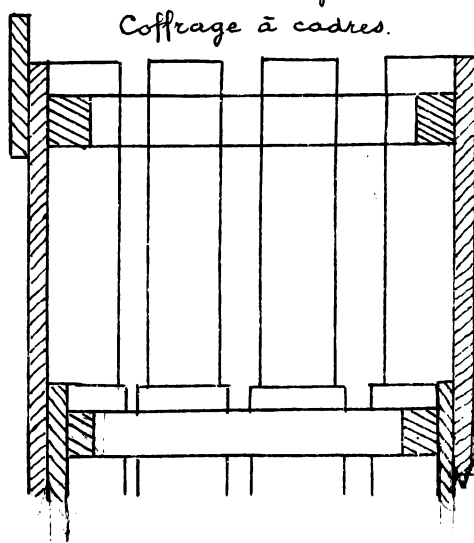
terres sont supposées sèches ou normalement humides et ne présenter aucun caractère exceptionnel augmentant la difficulté du travail. x

Un degré d'humidité plus élevé augmente la difficulté de travail avec toutes les terres, surtout avec les argiles. Les temps de fouille et de charge sont augmentés de 15 à 30% et davantage.

Pour la fouille sous le sol, le temps unitaire de fouille est à augmenter de 50% pour une profondeur de 2 m.; par mètre supplémentaire de profondeur, il faut ajouter $\frac{1}{2}$ heure par m³.

§ 2. Sondages. - Pour les terrassements comme pour les fondations, il est nécessaire de procéder à la reconnaissance des terres par le moyen de sondages.

Pour les ouvrages peu importants et de très faible profondeur, on peut faire une reconnaissance rapide au moyen de l'aiguille à sonder, tige d'acier acéré et munie d'une poignée que l'on enfonce dans le sol à la manière d'une aiguille. Sa résistance et la profondeur d'enfoncement

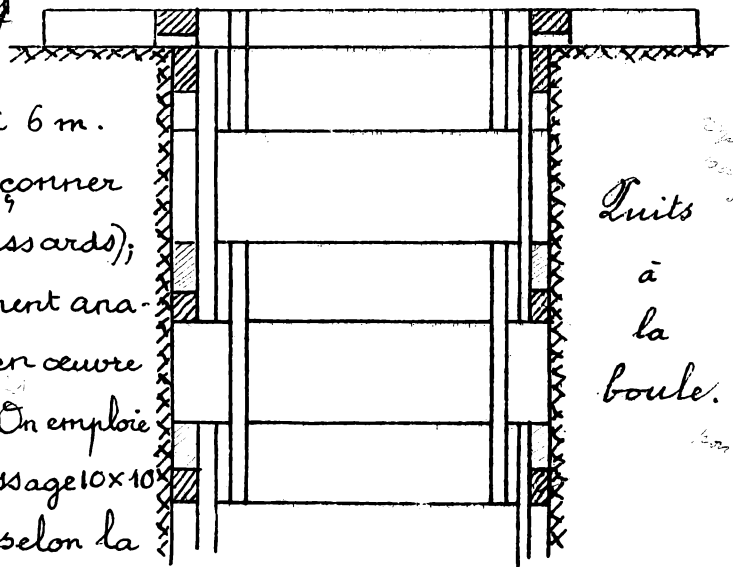


Coffrage à cadres.

permettent de se faire une idée de la consistance du terrain (outil à employer pour la fouille) ou de la force portante (bon terrain).

Pour des profondeurs moyennes, on peut creuser des puits de sondage de 1 à 3 m² de section, selon la profondeur et la nature du terrain.

Au-delà de 3.00 jusqu'à 6 m. de profondeur, il faut étançonner (madriers verticaux et pousards); au delà, il faut un revêtement analogue à ceux qui sont mis en œuvre pour les travaux de mine. On emploie des cadres en bois d'équarrissage 10x10 environ, espacés de 2 à 1 m., selon la

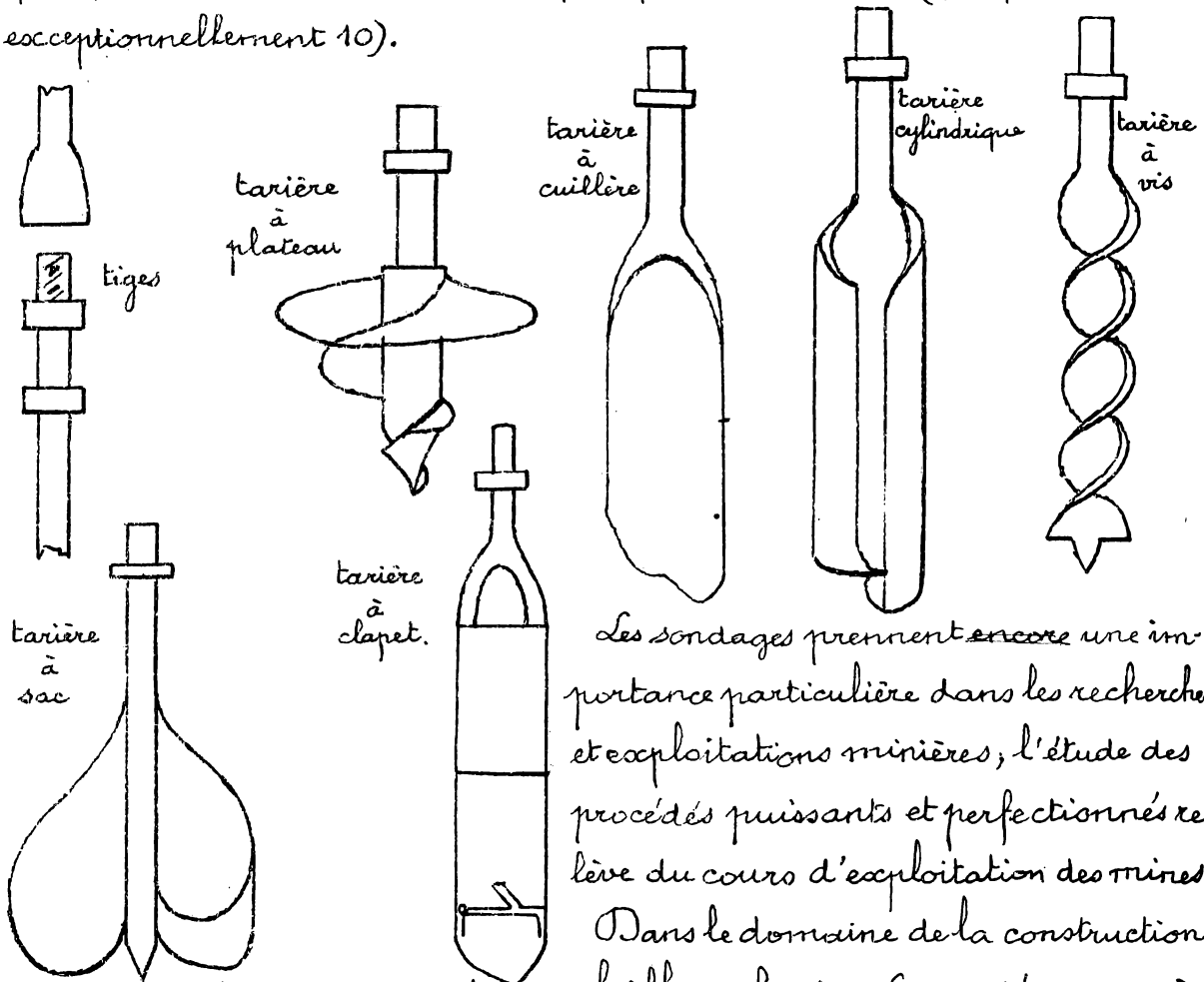


Puits
à
la
boue.

profondeur et la poussée, sur lesquels prennent appui, au contact des terres, (serrage par coins), des planches verticales d'environ 1" d'épaisseur, plus ou moins jointives selon la nature du terrain. On peut aussi, pour de petits puits, employer des cadres coffrants plus ou moins espacés (puits à la Boule). Ce procédé demande un matériel spécialement préparé, tenu seulement par des spécialistes et est, en somme, peu employé.

La méthode des puits est la plus certaine, la plus probante, les puits peuvent être visités pendant longtemps. Mais elle est coûteuse, surtout si la profondeur devient grande. Le m³ de déblai coûte, en effet, par rapport au prix normal: 140%, 210%, 300% pour une profondeur de 2m, 4m, 6m.

Lorsque les sondages doivent être profonds ou très nombreux, ce qui justifie l'emploi d'un matériel spécial, on effectue des sondages proprement dits ou forages. Ses sondages consistent à forer dans le sol, au moyen d'appareils spéciaux, des trous de faible diamètre, allant de quelques centimètres (5 cm), à quelques décimètres (jusque 6 et même exceptionnellement 10).



Les sondages prennent encore une importance particulière dans les recherches et exploitations minières, l'étude des procédés puissants et perfectionnés relève du cours d'exploitation des mines.

Dans le domaine de la construction, on ne rencontre que des sondages à faible profondeur (on ne dépasse guère

100 m., profondeur déjà exceptionnelle). On emploie généralement des appareils simples : sondes à main ou bien de petites sondes mécaniques lorsque les trous sont très nombreux ou pour des buts très spéciaux (entrepreneurs spécialistes ayant un matériel approprié).

On distingue, au point de vue des applications à la construction, deux systèmes principaux de sondage : le sondage rotatif et le sondage par percussion ou au trépan. Ils peuvent se faire à la main ou mécaniquement, à sec ou avec injection d'eau. Le sondage rotatif à main s'emploie dans les terrains peu durs, non rocheux : terres de consistances diverses, roches très tendres. Les appareils courants sont construits pour des profondeurs de 2 à 50 m. On l'emploie rarement pour des profondeurs très supérieures à 10 m. L'opération se fait à sec; quelquefois, on verse un peu d'eau de temps en temps dans le trou, pour favoriser l'avancement.

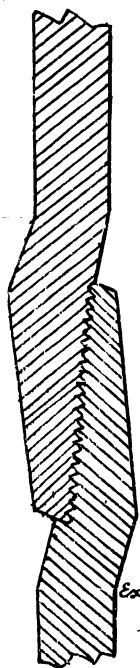
L'appareil se compose de tiges ^{d'acier} de fer (anciennement bois), pleines ou creuses, de 1,00 à 5,00 m. de longueur, d'après l'importance des appareils. Dans le cas des grandes longueurs, il y a un jeu de tiges de longueurs fractionnaires. Ces tiges s'assemblent bout à bout, généralement par vis. L'extrémité inférieure porte l'outil ou tarière; à l'extrémité supérieure on serre sur la tige un tourne-à-gauche manœuvré par deux ouvriers. Lorsque l'outil a avancé de sa longueur, on retire la sonde en séparant les diverses tiges, on retire les terres de l'outil et on redescend la sonde en remontant les tiges les unes sur les autres. Quand l'avancement a atteint une longueur de tige, on en ajoute une. Lorsque la profondeur dépasse quelques mètres, le poids de la sonde devient trop grand pour la manœuvre à bras. On la suspend à une chaîne ou câble, passant sur un palan ou un treuil, qui sert à retirer ou descendre la tige. Les tiges ont un diamètre variant de 15 à 50 mm, selon qu'elles sont pleines ou creuses.

Comme outils, on emploie : la tarière à plateau pour les terrains très tendres; la tarière ouverte à cuillère ou cylindrique pour les terrains moyens, (donne les meilleurs échantillons), la tarière à vis ou rubannée pour les terrains plus durs (roche tendre, sable aggloméré). On ajoute parfois une hélice d'avancement au bas des tarières ouvertes pour les terrains légè-

remment agglutinés (tarière à mouche).

Pour les terrains très mous, on emploie la tarière à clapet ou à sac.

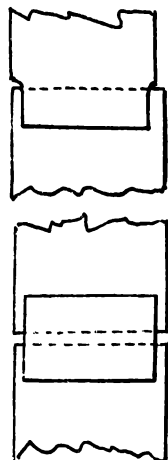
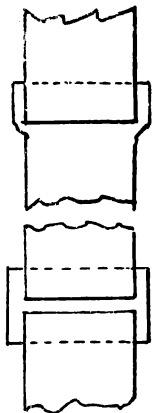
Lorsque le terrain est si mauvais que le trou ne peut se maintenir, il faut le tuber, tout au moins jusqu'en dessous du mauvais terrain. Au fur et à mesure de l'avancement du sondage, on enfonce dans le trou, par rotation, un tube en acier formé de tronçons de 2,5 à 5 m. assemblés à vis, par bout mâle vers le bas et femelle vers le haut et présentant une surface extérieure presque lisse afin de faciliter la descente. Il faut une certaine aisance (8 à 10 mm). En cas de nécessité, la descente est aidée par une surcharge statique ou par un mouton (quits abyssiniens) ou par des presses à vis ou hydrauliques. Ses assemblages peuvent aussi



se faire par des manchons très peu saillants (grande résistance, paroi interne lisse) ou des manchons intérieurs (danger d'accrochage des outils) ou des extrémités emboîtées (rétrécies ou élargies). Ses surfaces internes lisses sont les meilleures pour les débits liquides.

Si le sondage n'est pas permanent (prise d'eau), après réalisation du but, on retire les tubes au moyen de leviers, de palans ou de verins à vis ou hydrauliques.

A cause de l'assemblage à vis des tiges de sondage, on ne peut tourner que dans un sens (direct); pour dégager les tarières à vis en sol dur, il faut pouvoir tourner en sens inverse: il faut alors un assemblage à méplat et clavette.



Le matériel est généralement fourni en assortiments complets. On a: les types à une tige pour de petits sondages jusque 2 m (1 extrémité: tarière, l'autre extrémité: trépan; ϕ 4 cm. aiguille perfectionnée). - Types de 5 à 10 m. avec tige de 1 m. ou de 2^m, 50.-

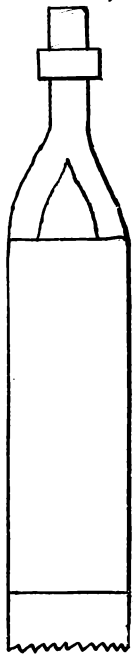
Poids pour un ϕ de sondage de 48 mm: 18 ou 25 kgs (outil complet). On peut avoir des diamètres

jusqu'à 30 cm. Types de 20, 30 et 50 cm., tiges de 2^m, 50 à 5^m, poids de

3 à 5 kgs par mètre d'après le développement plus ou moins grand de l'appareil et le ϕ non compris les trépieds, treuils, palans ou leviers.

Le sondage rotatif à sec convient le mieux pour les reconnaissances. Il donne de bons échantillons, dont le niveau est bien certain, mais il ne peut s'effectuer qu'en terrain tendre et l'avancement est lent. Avec les petits appareils à main, on peut avancer de 2 à 6 $\frac{m}{h}$ selon la nature du sol, à moins de 10 m. de profondeur. Avec des appareils plus lourds et des sondages plus profonds, on ne peut guère obtenir plus de 0,20 à 0,60 m. par heure sans tubage. Avec les sondes à injection d'eau, qui évacuent les déblais sans qu'on doive retirer la sonde, l'avancement peut être plus que double et atteindre jusqu'à 2 m. par heure. En terrain rocheux dur, le système ne convient plus.

Si l'on désire obtenir de bons échantillons de sondage, ce qui est nécessaire pour certaines constructions spéciales, telles que les tunnels et souterrains, les barrages de réservoir, etc., il faut employer le forage rotatif mécanique à couronne d'acier ou à la grenaille.



couronne.

La tige de sondage est mise en mouvement de rotation rapide, généralement par un moteur, parfois à main pour les petites profondeurs. Au bout de la tige, se trouve un tube creux terminé par une couronne en acier dur dentée qui, par légère pression et par rotation, use la roche en réservant une carotte à l'intérieur du tube. Entre la couronne et la roche, on peut introduire de la grenaille d'acier par l'eau d'injection, pour augmenter l'action abrasive. Dans les sondages à grande profondeur, on emploie des couronnes munies de diamants.

Vitesse, 200 à 300 tours par $\frac{1}{2}$. Le sondage se fait avec injection d'eau par l'intermédiaire des tiges creuses; l'eau remonte par le sondage. Le tubage est nécessaire pour la sécurité de l'outil et pour éviter toutes chutes, l'eau expulse les boues de sondage et refroidit la couronne; elle réduit le poids des tiges.



Un type d'appareil, très convenable, est celui des petites sondeuses sensibles, d'un poids total de 225 kgs (à main) à 310 kgs

(avec moteur à air comprimé de 10 CV) permettant des sondages de 40 à 60 mm à des profondeurs de 100 à 250 m.

Le dispositif d'équilibrage et la commande de l'avancement par levier sensible sont très simples et permettent de suivre très exactement le fonctionnement de la couronne dans le fond. Ces appareils permettent des forages dans toutes les directions; ils sont donc intéressants pour les grands déblais rocheux, les tunnels, etc. Par suite de leur facilité d'emploi et de leur grand rendement, leur emploi paraît destiné à se répandre, même lorsque le système plus primitif du trépan peut suffire. L'avancement peut être de 1 à 5 mètres ou davantage, par journée de 8 heures de travail, d'après le terrain. Certains types vont jusqu'à 225 mm de ϕ , ce qui peut suffire pour les puits de prise d'eau.

En terrain moyen et très dur, lorsque le prélèvement d'échantillons précis n'a pas ou guère d'importance, on peut sonder au trépan. Les tiges (qui peuvent être plus faibles, car il n'y a pas de torsion) portent à l'extrémité inférieure une surcharge éventuelle (tige de surcharge, tige lestée) et un trépan, outil tranchant plus ou moins aigu selon que la roche est plus ou moins tendre, en acier trempé et recuit. On soulève toute la sonde d'une certaine hauteur et on la laisse retomber de tout son poids, elle agit par percussion en brisant des éclats de la roche. Chute 0,60 à 1,20 m. Après chaque chute, on fait tourner l'outil d'une fraction de tour pour avoir un trou aussi cylindrique que possible. Après un certain avancement (1,50 m), on retire la sonde et on enlève les débris à la cuillère, qui est une tarière à clapet attachée à la tige de sondage ou à un câble lesté par un élément de tige lestée. Ceci suppose le sondage fait à sec. Si l'on opère par injection d'eau (tige creuse), les boues s'évacuent par l'eau et le sondage est beaucoup plus rapide, la sonde ne devant pas être retirée. On peut obtenir des renseignements sur les couches traversées par les boues recueillies. Même quand il n'y a pas injection d'eau, il faut tenir le sondage aussi plein que possible, pour refroidir l'outil et tenir les boues en suspension.

Jusqu'à 2 m. de profondeur et pour les petits diamètres, le trépan constitue

une barre à mine.

Pour de petites profondeurs et tant que le poids est inférieur à 50 kgs, la manœuvre peut se faire à bras par deux hommes. Pour un poids supérieur, on élève un trépied et on manœuvre avec un câble à triande sur poulie de renvoi (50 m) ou au treuil (50-80 m) ou au levier de battage, à bras ou mécanique (grandes profondeurs au delà de 80 m). Les appareils à bras permettent des ϕ de 50 à 200 mm; les appareils mécaniques à injection d'eau, des ϕ très supérieurs. L'attache au câble de suspension permet la rotation de la tige.

L'avancement en terrain moyennement dur est de 0,20 à 0,60 par heure à sec et à main, le double et davantage avec injection d'eau et mécaniquement. Au delà de 100 m. de profondeur, le système simple n'est plus recommandable. En terrain dur et si le travail justifie le déplacement d'un matériel, il est recommandable d'employer même à de plus petites profondeurs, des appareils mécaniques plus perfectionnés (rotatifs ou à percussion rapide, etc.). Le système de sondage à employer pour les reconnaissances de terrain dépendent du but de la reconnaissance, de la nature présumée des roches, de la profondeur et du nombre des trous. On aura d'autant plus intérêt à recourir à un matériel mécanique perfectionné que le terrain est plus dur, les trous plus profonds et plus nombreux.

Pour des forages destinés à des trous de mines de grand diamètre, on emploie le trépan aux petites profondeurs, la sondeuse à couronne pour des profondeurs moyennes ou les forages non verticaux. Pour les petits diamètres, on emploie les barres à mine et les perforatrices (voir plus loin).

Pour les forages destinés aux prises d'eau, puits filtrants, etc., on emploie généralement un matériel mécanique spécial (entrepreneurs spécialistes), généralement des sondeuses à trépan ou rotatives pour les terrains mous. On n'emploie pas l'injection d'eau, afin de déceler le niveau de l'eau souterraine et ne pas introduire d'eau étrangère dans le sondage.

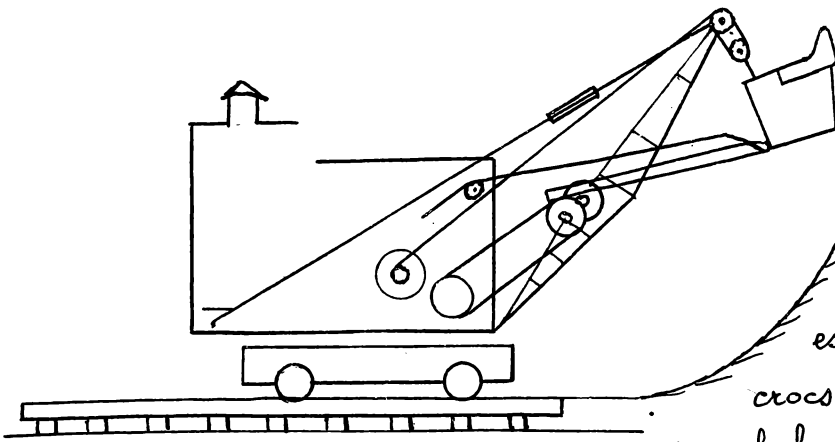
Pour la construction des puits, dits abyssiniens, on enfonce directement dans le sol, au moyen d'un mouton de 80 à 90 kgs, un tube terminé par un fort sabot pointu en acier. Diam. max. $\frac{50}{60}$ mm., profondeur max. 20 à 30 m.

Le système ne peut s'employer qu'en terrain tendre.

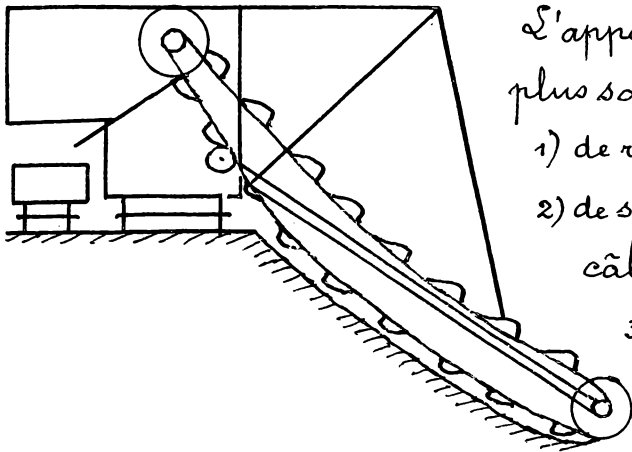
§ 3. Exécution des fouilles. - Elle se fait à la main au moyen des outils connus : pelle, bêche, pioche, pic, levier, etc..., pour les terres et roches tendres. Nous examinerons ultérieurement les déblais rocheux.

L'outillage pneumatique peut augmenter le rendement : marteau piqueur, brise-béton, marteau-bêche. Un même appareil pneumatique peut recevoir des outils différents : pic, burin, tranche, bêche, pilette. Le marteau-bêche aurait un rendement quadruple du travail à main dans les terres moyennes et fortes. Pour les terrassements importants, on emploie de plus en plus des moyens mécaniques. On utilise en Amérique des charmes spéciales, le plus souvent à tracteur automobile, pour le creusement des fossés ou tranchées étroites et peu profondes ; d'autres pour l'enlèvement des terres en surface, qui sont ensuite chargées directement dans les voitures pour le transport, par le moyen de petits élévateurs à courroies (scrapers, graders, etc.). Sous ces appareils, enlevant des tranches superficielles de terrain, dérivent de la drague à câble, qui a, d'ailleurs, été adoptée pour les terrassements à sec dans les appareils d'origine américaine appelés drag-lines (pl. II, fig. 1). Ce sont des bennes traînantes commandées par une grue et des treuils. On construit de tels appareils mobiles et demi-fixes de très grande capacité (benne de 6 à 7,5 m³ ; rendement de 200 m³ à l'heure avec transport de 250 m., poids d'un appareil sur chenille : 650 tonnes). Ils peuvent creuser en fouille, transporter les déblais et remblayer sur une légère hauteur. Ces appareils conviennent surtout pour des exploitations (alluvions métallifères, etc...). On peut évidemment les employer pour les terrassements ; c'est un cas d'espèce qu'il faut étudier au point de vue du rendement et de l'économie totale sur la base de données certaines. Les circonstances américaines sont très différentes de celles d'exécution des travaux en Europe, notamment au point de vue de la main d'œuvre. En Europe, les appareils fondamentaux restent les pelles mécaniques et les excavateurs à godets ou dérivés.

La pelle mécanique, (pl. I, fig. 1), est constituée par une grue tournante sur voie ferrée ou, plus récemment, sur chenille, dont la flèche supporte une benne ou pelle suspendue par un câble à la tête de la flèche et prolongée par

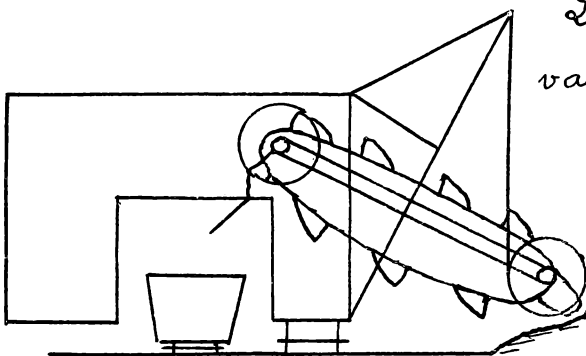


une forte crémaillère engrenant sur un pignon fixé sur le milieu de la flèche. Le bord de la benne est renforcé et armé de crocs solides en acier extra dur, le fond se rabat vers le bas.



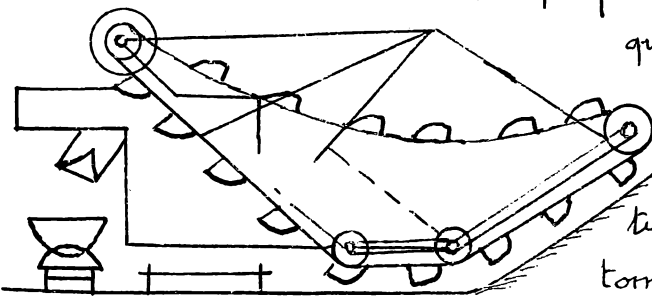
L'appareil comporte trois commandes, le plus souvent à moteurs différents :

- 1) de rotation ou d'orientation de la queue ;
- 2) de soulèvement de la benne par treuil et câble ;
- 3) d'avance de la benne par rotation du pignon qui engène avec la crémaillère.



La première commande sert aussi à l'avancement des pelles sur rails. Les pelles sur chenille ont un moteur spécial de propulsion.

Les deux dernières commandes s'exécutent ensemble à partir du pied du front d'attaque, de telle sorte que la benne racle ce front sur toute sa hauteur en restant toujours fermement appliquée. La benne se remplit en enlevant des tranches minces ; le profil d'attaque est concave. Chaque fois que la benne est remplie, elle est amenée



par rotation au-dessus d'un wagonnet, le couvercle est rabattu de la cabine de manoeuvre, les terres tombent dans le wagonnet et la benne est

ramenée au front d'attaque.

L'avancement sur truck à chenille est très simple. Si le truck est sur voie

ferrée, généralement large (2,00 m. et plus), il suffit de construire une petite longueur de voie (une dizaine de mètres) en tronçons tout montés de 2,50 m. réunis par éclisses. Lorsqu'il est arrivé au bout de la voie dans le sens de l'avancement, on détache le tronçon arrière et on le repose en avant en se servant de l'appareil comme grue. Cet avancement fait perdre peu de temps au travail, pratiquement pas, car il se fait pendant l'attente entre 2 trains. La mise en place de l'appareil depuis le lieu de montage jusqu'au front d'attaque ou tout déplacement continu est lent (200 à 300 m. par jour).

Ci-après les caractéristiques de quelques types de Menck et Hambroek (Hambourg) qui est une construction réputée.

Contenu de la benne.	m ³	1	2	3,1
Eff. max. de levage.	t	8,3	16,00	25,0
Hauteur max. de coupe.	m	4,55	5,7	6,6
Translation de la benne.	m	3,0	3,7	4,3
Largueur maximum de coupe (2 fois portée max)	m	12,4	15,6	18,00
Largueur maximum de déchargement	m	6,6	8,3	9,6
Poids total	t	28,7	50,0	70,6
Rend ^t théorique max.	m ³ /h	180	360	560

Les wagonnets doivent pouvoir contenir deux charges au moins (3 à 6 m³).

Le rendement pratique est, pour un grand terrassement: 40% pour la classe 1; 30% pour la classe 2; 20% pour la classe 3, en moyenne: 54 m³, 110 m³, 170 m³.

En terrain plus dur ou rocheux tendre, le rendement peut descendre au 1/3 ou au 1/4 de ces rendements pratiques; on prétarde pour disloquer les roches tendres qui peuvent être alors désagrégées par la benne. La consommation d'explosifs est faible; il faut simplement un ébranlement sans projections. La puissance varie de 100 et 200 chevaux et plus (1,5 à 2 CV par m³/h). La pelle mécanique est un bon engin, convient pour tous les terrassements, se déplace facilement, est relativement léger, mais puissant. Il ne peut travailler qu'en butte et non creuser en profondeur, en fouille ou tranchée et sa hauteur de travail est limitée.

Pour des terrassements profonds, il faut procéder par plusieurs étages successifs de coupe. Il convient en sol varié et peut donner des à-coups à cause de sa puissance. La commande se fait le plus généralement à la vapeur, la chaudière et le tank à eau servent de ballast. On commence à construire des appareils à commande électrique et à combustion interne.

C'est un cas d'espèce, la vapeur paraît d'emploi plus universel et indépendant, sans infériorité économique accusée.

Les excavateurs à godets (pl. II et III, fig. 2) sont constitués par une que fixe sur voie ferrée dont la flèche ou élinde supporte le chemin de roulement d'une chaîne à godets roulant sur des galets fixés à l'élinde. Cette chaîne est mise en contact avec le front d'attaque et mise en mouvement par un tambour polygonal d'entraînement; les godets raclent le terrain par leurs bords et se remplissent. En passant sur le tambour supérieur d'entraînement, ils se vident dans une trémie ou goulotte d'où les terres se déversent dans des wagons placés latéralement ou sous l'excavateur (portique). Les excavateurs peuvent travailler en fouille, les godets pleins remontent par dessous l'élinde. Ils peuvent travailler en butte de deux manières; à mouvement rétrograde, les godets pleins étant en dessous (pl. III, fig. 1c) ou à mouvement direct, les godets pleins étant au-dessus (pl. III, fig. 1d). Lorsque les godets pleins sont en-dessous, ils sont ouverts sur la face de la chaîne et se vident par le fond en se redressant. Le dégagement des terres lourdes est facile et peut être favorisé par des couteaux fixés près du tambour. Lorsque les godets pleins sont au-dessus, ils ont une paroi sur la face de la chaîne et se vident par le dessus, au renversement.

Dans la marche rétrograde, toute une file de godets travaille simultanément, en nombre constant; la chaîne peut être flottante, elle peut alors s'infléchir contre les obstacles, blocs, souches, etc... Le profil est irrégulier ou concave. La chaîne peut être guidée; le profil est alors régulier; il peut être polygonal (bermes, plafonds, etc...). Ce dispositif convient pour les grands profils réguliers et aussi pour les terres compactes (argile). Dans la marche directe, un ou peu de godets travaillent au moment où ils passent sur le tambour inférieur.

L'élinde est mobile dans un plan normal aux voies de l'excavateur, elle est le plus souvent articulée pour permettre le travail en tranchée et en butte et suivant des profils divers (pl. III, fig. 1 c). L'articulation d'attache est généralement peu au-dessus du niveau du rail. Des tambours de renvoi (au moins un inférieur) guident la chaîne. Le nombre de rails varie de 2 à 3 et un nombre suffisant d'essieux répartissent les charges. L'appareil doit se déplacer d'une manière continue parallèle au front d'attaque, afin d'enlever des tranches et non de creuser des rainures.

Vitesse de déplacement max: 6 m/s. Vitesse de godets: 0,7 à 1 m/s en fouille, 0,4 m/s en butte et retour par dessus.

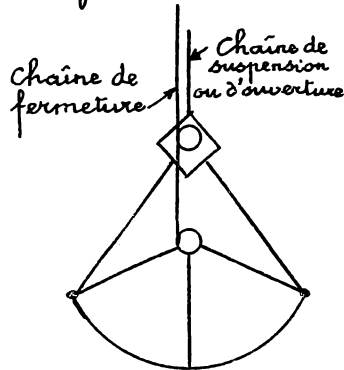
Distance des godets 1,20 à 1,30. Commande généralement à vapeur, récemment électrique à grande puissance, moteur unique. On accole parfois aux excavateurs travaillant en fouille du côté opposé à la tranchée, un transporteur à courroie formant contrepoids et qui permet alors un transport vertical total de 20 m., un transport horizontal de 50 m.

Ci-après quelques spécifications.

	Portique	Déversement latéral.	
Capacité des godets (litres).	600 - 200	180 - 150	
Poids (tonnes).	230 - 70 ^(*)	50 - 40	(*) Le poids maximum correspond à un portique à 2 voies, élinde à très grande profondeur, transporteur à courroie, etc...
Rendement théorique horaire. m ³ .	600 - 240	220 - 180	
Profondeur normale m.	20 - 10	8 - 7	
" maximum m.	27 - 14	10 - 9	
Hauteur normale			
Mouvement direct m.	6,5 - 5,5	5	
" rétrograde m.	20 - 10	8 - 7	
Nombre de rails	3	2	
Pression maximum des roues t.	13 - 12	12 - 10	
Capacité des wagons m ³	5 - 3	3 - 2	

Puissance 50 à 200 CV (0,3 à 0,5 CV par m³/h). La charge du moteur est très uniforme; par contre, la machine convient mal en terrain varié (blocs, souches, etc...). Ce genre d'excavateurs convient surtout pour les grands terrassements à profil très régulier en terrain très uniforme (canaux,

bassins, etc.). Le rendement dans les terres des classes I, II et III est de 70%, 42%, 28% du rendement théorique : il est donc élevé surtout pour les terres très légères ; il décroît très rapidement quand la consistance des terres croît. L'engin ne convient pas du tout pour les terres rocheuses ou agglomérées. On emploie cependant des types spécialement construits par les grandes carrières d'argile, de tourbe, de lignite. En terre très légère ou marécageuse ou vaseuse, ou en terre ameublie, ou bien pour débiter des graviers, éboulis, roches pétardées et, en général, pour fouiller dans



Benne Triestmann

un espace étroit : puits, batardeau, soule ou silo, etc..., on peut employer les bennes à mâchoires ou grappins, qui sont suspendues au câble d'une que tournante (pl. I, fig. 2). La manœuvre est d'une grande facilité ; le matériel est peu coûteux et demande peu de puissance ; le rendement est relativement satisfaisant.

Le prototype est la benne Triestmann à deux chaînes. Le dernier modèle comporte une chaîne de suspension et une chaîne de commande du grappin. Il existe des dispositifs à une chaîne, dont le principe est le même, la chaîne de suspension ou d'ouverture étant remplacée par un accrochage fixé à la flèche de que.

Bennes de 500 à 1000 litres ; poids 800 à 1500 kgs ; force de la que 3 à 6 tonnes. Rendement horaire : 25 à 45 m³ dans la vase, 17 à 32 m³ dans le gravier et l'argile, élévation verticale de 6 à 12 m.

Le remplissage est généralement de 0,80. Opérations : 30 à 60 par heure selon capacité et profondeur (2 CV par m³/h).

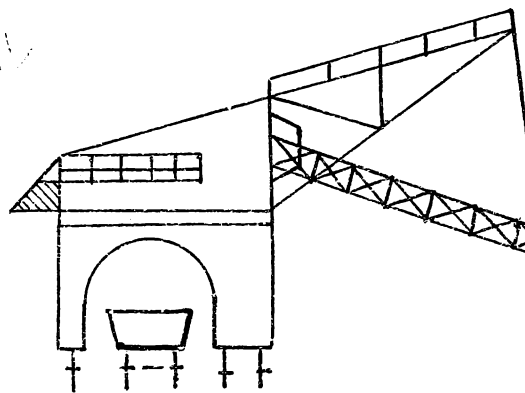
Pour les travaux du bassin-canal d'Anvers, on a employé des excavateurs du type « Lübecker Maschinenfabrik », à godets de 600 litres. Poids : 130 tonnes ; rendement journalier 3500 à 3750 m³ dans du sable léger. Profondeur de fouille : 12 m. Portique à 1 voie.

La pelle Alère est un engin plus récent qui participe de la pelle mécanique et de l'excavateur à godets (pl. III, fig. 2). Comme la première, l'outil placé à l'extrémité d'une flèche est orientable dans toutes les directions

horizontales et peut également se déplacer dans des plans verticaux, depuis le niveau du sol jusqu'à une hauteur maximum qui, dans les plus grands types actuels peut atteindre 20 m. L'appareil ne travaille donc qu'en butte, comme la pelle à vapeur. Sa particularité réside dans la pelle proprement dite, qui est une couronne dont le ϕ varie de 2 à 6 m., d'après la puissance ~~des types~~ et dont la périphérie est munie de grands godets de forme appropriée, généralement au nombre de 6. La couronne est animée d'un mouvement de rotation et appliquée contre le front d'attaque. Les godets se remplissent et se déversent d'une manière continue dans la rotation ascendante. Les terres tombent dans une trémie qui les déverse sur un transporteur à courroie ou godets généralement disposé dans la flèche de support de la pelle.

Les terres peuvent être alors reprises par d'autres transporteurs quelconques ou déversées en wagonnets, etc...

Ci-dessous les caractéristiques d'un type moyen :



ϕ de la pelle :	2,20 m	2,700 m.	3,50 m.
Débit horaire jusque :	25 m ³	50 m ³	100 m ³
Puissance motrice :	18 CV	25 CV	40 CV
Poids :	7,5 T	10,5 T	22 T

Les pelles Clère peuvent être montées sur chenille ou sur rails. Les grands types

de 400 m³/h sont à portique comme les grands excavateurs à godets. Un seul moteur entraîne la pelle et le transporteur ainsi que les mouvements de rotation et d'élévation. Pour le type moyen, la puissance est d'environ 0,4 C.V par m³/h en terres moyennes, comme pour les excavateurs à godets. Les avantages du type sont le grand rendement et le travail constant économisant la puissance comme pour l'excavateur à godets ; la facilité de déplacement et les possibilités d'emploi universel comme pour la pelle à vapeur. Convient, en principe, pour tous les terrains, mieux pour les terrains durs que l'excavateur à godets, moins cependant que la pelle à vapeur qui est un organe pouvant exercer des très grands efforts instan-

tanés. À rendement égal, la pelle Clère est plus légère, presque de moitié, que les deux autres types d'engins. Elle peut très bien convenir pour les travaux en fouille étroite ou même souterrains (pl. III, fig. 3), le transporteur facilite l'évacuation des déblais.

Il existe aussi des machines spéciales pour le creusement de fossés ou tranchées étroites; ~~dérivant surtout~~ de l'excavateur à godets ou de la pelle Clère, parfois aussi de la pelle à vapeur.

§ 4. Prix de la fouille et de la charge. Le prix d'un travail de terrassement comporte une partie fixe: transport et montage du matériel, aménagement du chantier et frais journaliers pour cette période préparatoire; une partie variable ou proportionnelle: salaires, matières d'exploitation (combustible, eau, huiles), réparations, intérêt et amortissement du matériel, frais généraux, etc... Les frais d'entretien annuels sont de 3 à 5% pour les machines, 5 à 7% pour les wagonnets, 1,5 à 2% pour les voies. L'amortissement du matériel est rapide et décroissant; on peut admettre 30%, en général, la première année, 20 à 15% la 2^e année (selon les appareils), 20 à 10% la 3^e, 10 à 5% les suivantes. Le matériel est amorti plus que de moitié en 3 ans, presque entièrement en 6 ans.

Pour les terrassements à la main, il n'y a presque pas de frais d'outils pour les classes 1 et 2, les ouvriers apportant et entretenant leurs outils. Pour les classes 3 et 4, les outils à air comprimé favorisent le travail.

Pour la part des salaires, on multipliera les durées données dans le tableau par le salaire horaire pour obtenir le prix unitaire. Avec un salaire de 0,60 fr. or, on trouve, en moyenne, par m³ pour la fouille et la charge:

Classe	I	II	III	IV
	0,60	0,90	1,20	1,50

Pour les autres classes, il faut recourir aux explosifs et le matériel employé influe beaucoup sur les prix. Les chiffres dépendent surtout des circonstances particulières. Les salaires indiqués ci-dessus doivent être augmentés des frais généraux; ils sont majorés en cas de grande humidité des terres, en cas de fouille profonde, etc... Il faut aussi tenir compte des étançonnages éventuels, de telle sorte que, en y ajoutant le bénéfice

d'entrepreneur, le prix du m^3 peut atteindre 200% et plus de la part des salaires précitée.

Le prix des terrassements mécaniques est sensiblement inférieur et plus économique dès que le cube total dépasse 25 à 10.000 m^3 pour les classes I à III. L'excavateur à pelle est le plus avantageux pour les terres fortes (classe III); il est plus avantageux que l'excavateur à godets pour les terres moyennes tant que le cube est inférieur à 400.000 m^3 environ et pour les terres légères seulement si le cube est inférieur à 100.000 m^3 . Le prix de revient varie de 20 à 30 cent. or par m^3 à 6 m. de profondeur pour des terres des classes 1 à 3 (sans frais généraux ni bénéfices).

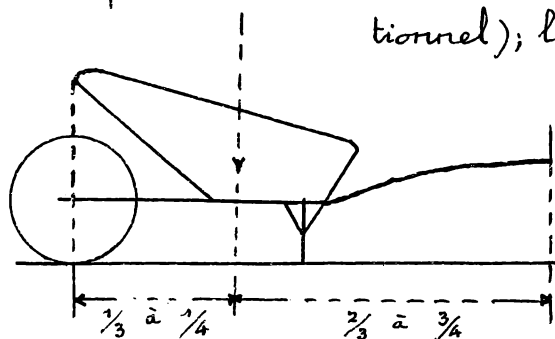
Chapitre XIII

Transport. Remblais. Chantiers.

§1. Moyens de transport. 1) Le jet de pelle, distance horizontale 3 à 4 m., exceptionnellement 5 m. Distance verticale 1,5 à 2,00.

On peut procéder par jets de pelle successifs, les distances ci-dessus indiquant les relais. Les relais verticaux demandent l'établissement de plateformes de travail. Ce moyen ne convient que pour les petites distances et les petits cubes ainsi que pour les travaux accessoires: amorce et finissage des terrassements sur les grands chantiers, fossés, talus, etc..., pour autant que des moyens mécaniques ne sont pas employés.

2) La brouette, capacité moyenne 60 litres. Poids: vide 30-50 kgs, chargée 60 à 100 kgs. Vitesse moyenne 60 m/. Coefficient de traction: 5 à 7%. Rampe maximum $8\frac{1}{2}\%$. S'emploie aux distances de 10 à 300 m (exceptionnel); la distance moyenne maximum est de



90 m., comportant 3 relais de 30 m.

Le transport se fait par équipes de 15 à 20 hommes affectés chacune à un relais. En rampe limite, la longueur des relais est réduite à 20 m. En terrain mou,

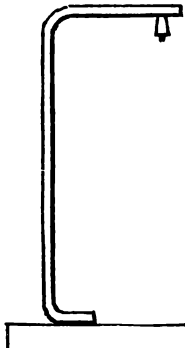
on fait un chemin de roulement en madriers de 20 à 25 cm. de largeur et de 4 à 6 cm d'épaisseur.

On construit des brouettes métalliques à face arrière très inclinée, facilitant le déversement par l'arrière. Durée normale d'une brouette en bois pour l'amortissement : $\frac{1}{2}$ année ou ¹⁵⁰ 400 jours de travail.

3) Le camion à bras à deux roues, de 300 litres, ne s'emploie plus guère.

4) Le camion ou tombeur à traction hippomobile, de 500 à 1000 litres, pour 1 cheval; ne s'emploie plus guère que pour des cas spéciaux: entèvement des déblais dans la construction des bâtiments, mais pas sur les chantiers, à cause du coefficient de traction défavorable de 0,05 et plus. Le camion automobile, à benne basculante, p. ex., lui fait d'ailleurs grande concurrence. Son emploi sur les chantiers est aussi défavorable, à cause du coefficient de traction élevé et du prix élevé du matériel (1 moteur par véhicule et au maximum 1 remorque).

5) Le wagonnet; se différencie par la largeur de voie (0,60, 0,75 ou 1,00 m) et par le mode de traction: à bras, hippomobile ou mécanique. Pour les deux derniers modes de traction, les wagonnets sont assemblés en trains. La traction mécanique peut se faire par locomotive à adhérence totale, à essence (petites puissances, de 10 à 20 C.V.), électriques (25-200 CV) ou à vapeur (20-150 C.V.). Les deux premières catégories de locomotives sont toujours en ordre de marche; elles n'exigent pas de parcs à charbon ni de réservoir d'eau. Par contre, les locomotives électriques ont l'inconvénient de dépendre de la fourniture de courant et d'exiger des canalisations aériennes dangereuses et qu'il faut déplacer avec les voies.



Cela se réalise toutefois assez simplement en fixant les supports de canalisation aux traverses. Les locomotives à accus ont une faible capacité, les accus (fer-nickel) peuvent cependant donner des résultats intéressants, mais leur prix est élevé. Les locomotives-tenders à vapeur pour les grands chantiers et à essence pour les petits chantiers sont les plus répandues; toutefois l'électrification des grands chantiers est en progrès. Les locomotives à vapeur ont une puissance par T de poids en

service variant de 4 CV pour les petites à 8 CV pour les plus grandes.

Coefficient d'adhérence moyenne : 0,15 (petites vitesses).

Effort de traction maximum par T : 150 kgs.

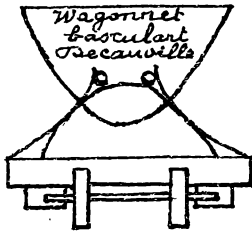
Coefficient total de traction en rampe de 3% : 0,04.

Poids total du train par T de poids adhérent : $3750 + 1000 = 4750$ kgs.

Puissance par tonne. $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ CV} = 300 \text{ kgm/''} \text{ (petites locomotives)} \\ 8 \text{ CV} = 600 \text{ kgm/''} \text{ (grandes locomotives)} \end{array} \right.$

Vitesses correspondantes théoriques (rend. 100%) $\left\{ \begin{array}{ll} 1,58 \text{ m/''} & 5,5 \text{ km/h} \text{ (petites locomotives)} \\ 3,15 \text{ m/''} & 11 \text{ km/h} \text{ (grandes locomotives)} \end{array} \right.$

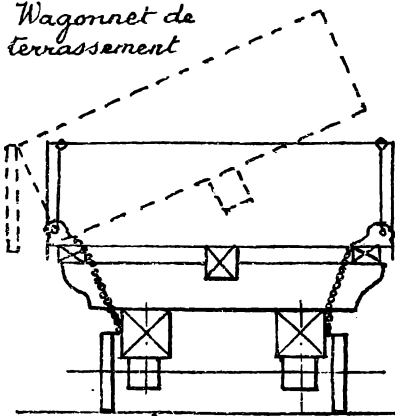
Les vitesses doivent être réduites de 10 à 20% pour les locomotives en bon état.



Les wagonnets sont généralement basculants. Pour les voies Decauville, on emploie généralement le wagonnet métallique à basculement latéral. Il en existe aussi à basculement frontal ou à basculement dans toutes

les directions sur pivot et couronne (surtout pour les bétonnages).

Wagonnet de terrassement



Pour les voies de 0,75 ou de 1,00, on emploie souvent les wagonnets sur trucks en bois ou métalliques, à caisses en bois basculant autour de charnières ou autres dispositifs et à parois latérales mobiles. Le basculement est aidé par l'action des ressorts dans les wagonnets de grande capacité (5 m^3). On commence

par employer des wagons métalliques basculants de grande capacité ou auto-déchargeurs, à trappes de fond ou latérales.

Pour les déblais consistants, les plateformes conviennent bien.

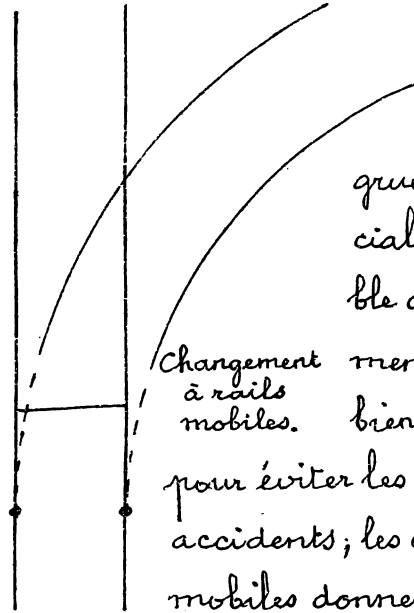
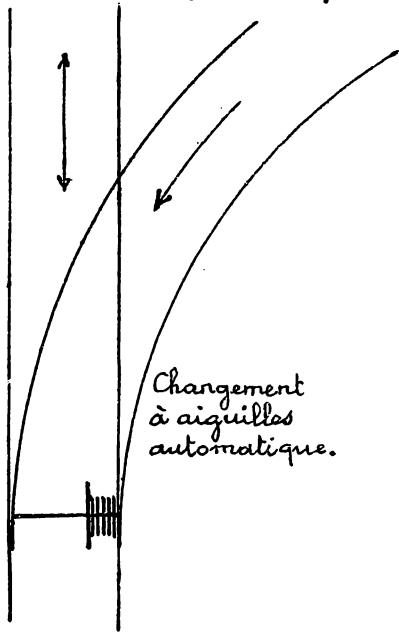
Pour les voies, on emploie des rails vignole de 4 à 21 kgs/m. ct, pour des wagonnets d'une capacité atteignant jusqu'à 6 m^3 .

D'une manière générale, le poids des rails par mètre est égal à $10 \sqrt[3]{P^2}$ kgs, P étant la charge maximum d'une roue en tonnes. En effet, le poids par mètre est $n = K h^2$.

Le moment résistant $KP = K' h^3$, d'où $h = K' \sqrt[3]{P}$ et $n = K'' \sqrt[3]{P^2}$.

On emploie des traverses métalliques (Decauville) ou en bois, espacées d'environ 1,00. Les voies Decauville sont divisées en éléments tout montés

sur les traverses, de longueur telle qu'ils puissent être manipulés par 1 ou 2 hommes (1,25 à 7,00 de long); l'assemblage se fait par échisses avec un certain jeu. Le poids de la voie par m. est environ triple de celui du rail. On peut poser de même des voies plus lourdes, au moyen de grues ou de machines spéciales. Il est recommandable d'employer des changements de voie à aiguilles, bien montés et bien fixés, pour éviter les déraillements et les accidents; les changements à rails mobiles donnent aisément lieu à des



Changement à aiguilles automatique.

Changement à rails mobiles.

déraillements et demandent plus de personnel de manœuvre; les premiers peuvent être automatiques. Pour les changements temporaires, rapidement montés, on peut se servir d'aiguilles dérailleuses. Le coefficient de traction varie de 0,008 à 0,012 d'après le soin apporté à la confection de la voie. Lorsqu'une voie est semi-permanente, on la pose sur plateforme de sable ou de ballast boudrée, on effectue éventuellement des terrassements pour améliorer le tracé et le profil. Pour les voies temporaires et les voies de déversement, qui doivent être déplacées fréquemment ou ripées, on les pose à même ~~sur~~ le sol.

Les données moyennes caractéristiques sont contenues dans le tableau ci-après:

	<u>Traction à bras</u>	<u>Hippomobile</u>	<u>Mécanique</u>
Traction _____	1 à 2 hommes _____	1 cheval _____	1 locomotive _____
Voie _____	60 _____	60 - 75 _____	75 - 100 - 1,44 _____
Capacité du wagon _____	0,5 à 1 m ³ _____	1 à 1,5 m ³ _____	1,5 à 5 m ³ _____
Vitesse moyenne _____	3,6 km/h _____	4 km/h _____	10 à 15 $\frac{km}{h}$, (250 $\frac{m}{s}$) _____
Rampe limite _____	0,04 _____	0,03 _____	0,02 à 0,025 _____
Distance moyenne _____	300 - 500 m. _____	750 m. _____	1000 m. et plus _____
Cube total _____	10 à 20.000 _____	20 à 50.000 _____	> 50.000 _____
Effort de traction moyen _____	12 kgs par homme _____	75 kg _____	$Lf > (Q+L)(f+i)$ _____

L étant le poids adhérent en tonnes, Q la charge utile en tonnes, $f = 0,15$ environ.

Le poids propre des wagonnets est généralement 0,3 du poids total ou environ; 0,4 de la charge utile. Un certain nombre de wagonnets sont munis

de freins.

6) On emploie aussi, le cas échéant, des moyens spéciaux.

a) Transporteurs aériens à bennes, d'une capacité de transport de 10 à 36 m³ à l'heure et de longueur variable. Puissance nécessaire en transport horizontal 3 à 9 x L CV, L étant la longueur en kilomètres.

Selon M^{re} Giulio Ceretti (Génie Civil, 27 novembre 1920), il faut envisager 2 à 3% de résistance par tonne de charge pour évaluer la puissance motrice nécessaire. La vitesse V est de 1 à 3 m par ".

On a :
$$\frac{0,03 Q V}{75} = \rho \Phi \times L$$

d'où :
$$\frac{Q}{L} = \frac{\Phi \times 75}{0,03 V} = 2500 \rho \frac{\Phi}{V}$$

Le débit horaire du câble est : $\frac{Q}{L} \times 3.600 V = 2.500 \times 3,6 \rho \Phi = 900 \rho \Phi$

Si $\Phi = 3 \text{ à } 9$, le débit varie de 27.000 ρ à 81.000 ρ kg. par heure

b) Transporteurs à bandes en toile métallique ou textile caoutchoutée, roulant sur galets. La bande a une forme concave.

Si b est la largeur (300 à 1000 mm), v la vitesse en m/s (1 à 3 m), le rendement horaire volumétrique est 200 (0,9 b - 0,05)² v en m³, correspondant à une épaisseur de chargement de 0,5 b environ.

Il varie de 10 à 500 m³, le transport est horizontal ou en pente faible (lim. 27°)

c) Transport vertical ou très incliné par élévateur à godets, dont il existe des types mobiles très variables, à petit moteur électrique ou à essence.

d) Transport par corbeilles (Orient), schlittes (dans les montagnes), par barges ou péniches (à proximité des voies d'eau). Le transport par péniche peut être très économique si les opérations de chargement et de déchargement se font mécaniquement.

§ 2. Prix de transport. Ils comportent comme pour la fouille et la charge, une partie fixe, qui comprend tous les frais de transport, de montage et de démontage du matériel, aménagement du chantier, etc....., avec les frais généraux et les charges financières correspondantes, bref, toutes les immobilisations avant et après le travail. Elle n'existe, en somme, que pour les transports par wagonnets.

La partie proportionnelle est μM , M étant le cube total et μ le prix unitaire. Dans le transport au jet de pelle, $\mu = \frac{\pi s}{\tau}$;

n = nombre de relais ; s = salaire horaire ; r = rendement (1 à 1,5 $\frac{m^3}{h}$).

Pour les moyens de transport à véhicules, π se compose des frais de transport proprement dits π_1 et des frais accessoires π_2 dans lesquels on englobe souvent la partie fixe.

Soient : l la distance de transport,
 s le coût horaire des moyens de traction,
 v la vitesse en $\frac{m}{h}$,
 c la capacité d'un véhicule,
 n le nombre de véhicules d'un train,
 t_1 le temps perdu à chaque voyage pour le déchargement, repos, attente de chargement, etc., en h .

Le cube transporté en un voyage est $E = nc$.

Le temps d'un voyage est $t = \frac{2l}{v} + t_1$ en h .

Le temps nécessaire pour le transport d'un m^3 au moyen de n véhicules :

$$T = \frac{t}{nc} = \frac{2l + t_1 v}{60 cv} \quad (\text{en heures}).$$

Le nombre de véhicules nécessaires pour 1 m^3 par heure est nT ou $\frac{2l + t_1 v}{60 cv}$.

Le prix de transport est $\pi_1 = Ts = (K + K'l) s$.

Moyen de transport.	s (cent. or)	v ($\frac{m}{h}$)	c	π (en p. 100)	t_1 (en minutes)
Brouette	40 - 60	60	60 lit.	1	0,8 + 0,0033l
Camion	80 - 120	70	300 lit.	1	6
Combicamion	100 - 150	75	1.000 lit.	1	15
Waggonnets à bras	40 - 60	60	500 à 1.000 lit.	1	8
à chevaux	100 - 150	70	1 à 1,5 m^3	3 à 2	15

Traction mécanique :

a) Voie étroite $75 \text{ à } 60 L$ — 200 — 1 à 2,5 m^3 — 8 $\frac{L}{c}$ — 23

b) Voie normale $56 \text{ à } 50 L$ — 200 — 3,5 à 7 m^3 — 10 $\frac{L}{c}$ — 20 + 3c

L est le poids adhérent en tonnes de la locomotive.

On a : $fL = f_1 1,4 \Delta c$ (Δ = poids spécifique de la terre)

$f = 0,15$; $\Delta = 2,5$; $f_1 = 0,008$; $c = 10 L = nc$; $n = \frac{10L}{c}$ pour la voie normale. Pour la voie étroite, $f_1 = 0,01$ et $n = \frac{8L}{c}$.

Donc, pour la voie étroite : $T = \frac{2l + t_1 v}{480 LV}$; $\pi_1 = \frac{s}{L} \left(\frac{l}{4800} + \frac{t_1}{480} \right)$

Il y a une relation entre s et L , qui dépend du type de la locomotive.

Il faut que $\frac{s}{L}$, c'est-à-d. les frais horaires de locomotive par tonne de poids adhérent, soient les plus petits possible. On voit que l'influence des temps perdus est moindre que l'on ne supposerait à première vue, lorsque la

distance de transport est assez longue ($l > 100 \text{ t.}$). Il faut néanmoins les réduire le plus possible.

Les frais accessoires horaires comportent :

Une partie indépendante des salaires : intérêts, amortissements, certains frais généraux.

Une partie dépendante des salaires : charges sociales, entretien, surveillance et direction.

Les frais accessoires par m^3 comportent, comme les frais de transport proprement dits, une partie pour les temps de pose et une autre pour les périodes de travail, qui est proportionnelle à l .

Enfin, on y ajoute souvent les frais fixes rapportés à la longueur kilométrique. On a donc une expression du genre :

$$n_2 = K_1 + K'_1 s + (K_2 + K'_2 s + \frac{\mu}{M}) l$$

Donc, enfin, $n = n_1 + n_2 = A + B l$,

A et B étant deux coefficients dépendant de s et de M lorsque le transport se fait sur voies ferrées ; μ est une constante en valeur or pour un type déterminé de voie et de matériel.

Dans le cas de la traction mécanique, le facteur s dépend du type de locomotive et est fonction de son poids adhérent (on considère généralement qu'il y a proportionnalité pour des locomotives d'un type donné).

Il faut tenir compte dans ces prix de la réserve de 10% de wagonnets et d'une locomotive de réserve pour trois en service.

On peut admettre comme moyenne, en centimes-or par m^3 :

	Fr	Suppléments en centimes.
A la brouette	$16 + 0,5 l$	$(0,175 + 0,008 l) i$
Camion	$40 + 0,175 l$	$(0,625 + 0,003 l) i$
Embarcadour (hippo)	$50 + 0,085 l$	$(0,875 + 0,0015 l) i$
Wagonnets à bras	$25 + (0,085 + \frac{200}{M}) l$	$(1,125 + 0,0045 l) i$
Wagonnets à chevaux	$32 + (0,045 + \frac{250}{M}) l$	$(1 + 0,002 l) i$
Trains de wagonnets (tract. méc. à voie étroite)	$35 + (0,022 + \frac{300}{M}) l$	$(0,375 + 0,0016 l) i$
Voie normale	$43 + (0,02 + \frac{350}{M}) l$	$(0,375 + 0,001 l) i$

i en mm par m.

pour un salaire de base horaire de 50 cms-or, l étant en mètres et M en m^3 .

Nous avons considéré le transport du m^3 tel qu'il est chargé, c'-à-d. avec son foisonnement (coefficient de chargement). Les calculs ci-dessous ne conviennent aussi que pour les transports horizontaux. Il faut appliquer un coefficient

de majoration ou un supplément pour les transports en rampe. Ses effets des petites rampes peuvent être négligés (0,04 pour la brouette, 0,01 pour le camion). Les courtes rampes sont gravies, par les locomotives, par l'élan; enfin, il y a certaines compensations dans les descentes.

Les frais de transport proprement dits $\frac{p}{x}$ peuvent être majorés dans le rapport $(1 + \frac{i}{f})$ correspondant à la formule la plus simple de longueur virtuelle horizontale. Les indications données dans le cours de routes permettent de calculer les longueurs virtuelles, dont on peut introduire les valeurs dans la formule $A + Bl$ de x . Mais on préfère généralement majorer le prix de transport proportionnellement à i , selon les formules du tableau ci-dessus. À la descente, il n'y a de supplément que pour les pentes très raides, qui ne sont généralement pas employées. On ne tient pas compte de l'avantage à la descente sur faibles pentes, à cause de la remonte du matériel vide.

On peut tracer des abaques très simples des formules précitées, qui permettent, dans chaque cas, de comparer les différents moyens de transport.

On emploiera la brouette aux petites distances (10 à 100 m), pour les transports transversaux, le travail de préparation et d'achèvement; enfin, dans les petits chantiers. On emploiera le Decauville à bras (voie de 0,60 m) pour des cubes d'environ 10.000 m³. On emploiera des chevaux pour des cubes de 20 à 50.000 m³ (voie de 0,60 à 0,75). On emploiera la traction mécanique pour des cubes dépassant 50.000 m³ et des distances de l'ordre d'un km. et plus.

On n'emploiera la voie normale que pour des terrassements de très longue durée et à grande distance, sur voie fixe bien établie.

Remarquons que, aux grandes distances et pour les terrassements mécaniques, les frais de transport constituent un multiple des frais de fouille et de charge; il y a avantage à réduire les distances de transport le plus possible et à rechercher la plus grande économie dans les transports.

Il faut une organisation rationnelle, dont tous les éléments découlent les uns des autres. De la nature et de l'étendue des terrassements, ainsi

que du délai d'exécution, on déduit les moyens à mettre en œuvre et le cube journalier ou horaire. De ce cube et de la distance moyenne de transport, on déduit le nombre de wagonnets et de locomotives ou d'engins de traction nécessaires pour assurer le transport journalier, ainsi que les longueurs et dispositifs de voies nécessaires. Les procédés et engins de décharge doivent satisfaire à la même condition. On ajoute une réserve pour les avaries et les à-coups, de l'importance indiquée précédemment.

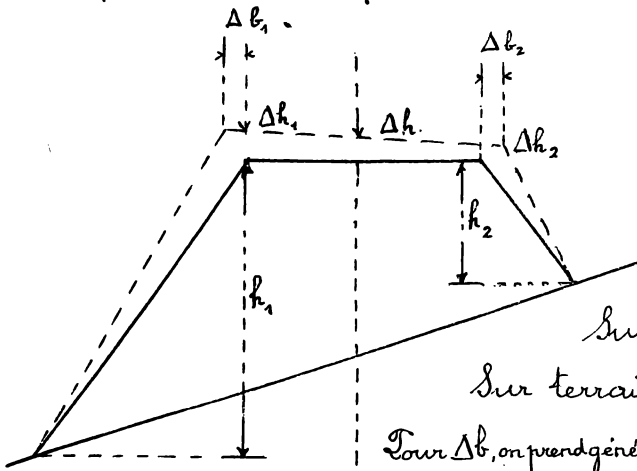
On établit de la sorte, d'avance, un graphique ou plan de travail et on donne aux équipes les consignes strictes correspondantes. On relève journalièrement l'avancement et on en fait un graphique que l'on compare au plan, ce qui permet de juger de la marche du chantier et de prendre, à tout moment, les mesures adéquates au but poursuivi.

§3. Formation des remblais. Les remblais sont formés par déversement des terres rapportées au jet de pelle, brouette ou wagonnet. Il est recommandable d'effectuer les terrassements par couches horizontales; ce procédé n'est employé cependant qu'avec les moyens de transport tels que la brouette ou le tombereau ou autres qui ne sont pas liés à des voies fixes. Il est bon aussi pour la solidité du remblai de consolider ces couches par pilonnage ou cylindrage, cette dernière opération portant le nom de corroyage quand elle est faite avec des terres choisies, généralement argileuses, donnant, par la compression, une masse très compacte et étanche. Le corroyage s'effectue pour les remblais dont on exige des qualités spéciales d'étanchéité et de stabilité: digues longitudinales des cours d'eau et canaux, digues-barrages de réservoirs, etc..... Ce pilonnage moins efficace et plus coûteux, s'emploie pour les petits ouvrages: réparations de digues, remblais derrière les ouvrages d'art, batardeaux, etc...

Dans les remblais dont les terres sont apportées par wagonnets, le déchargement se fait par déversement, la voie étant poussée le plus rapidement possible au niveau de la plateforme. Les terres s'étalent selon le talus naturel et les remblais sont donc formés par tranches obliques. Si le déversement est latéral, dans les remblais larges, les voies sont déplacées parallèlement

à elles-mêmes vers le vide au fur et à mesure de l'élargissement; c'est ce que l'on appelle le rijage. Ce mode de déversement donne un grand foisonnement initial et il faut, pour tenir compte du tassement, donner un surhaussement à la plateforme qui dépend de la nature des terres. Il y correspond également une surlargueur. Le coefficient à adopter dépend de la nature des terres, de leur état d'humidité et de leur résistance aux influences atmosphériques. On peut, pour les grands travaux, le déterminer par des expériences.

On peut admettre, pour les terres sèches, un surhaussement de :



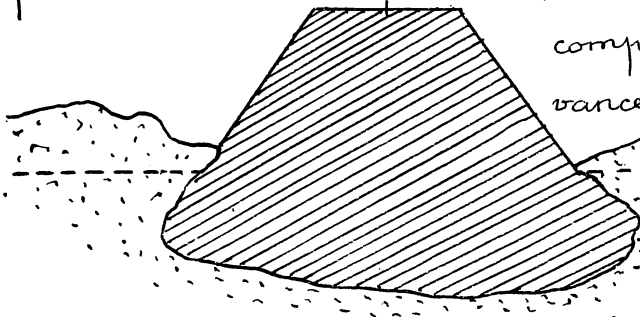
- gravier ou sable pur : $\gamma = 5\%$.
- classes I et II $\gamma = 10\%$
- classe III $\gamma = 15\%$
- classes IV et V $\gamma = 20\%$ et davantage si la roche est altérable.

Sur terrain horizontal : $\Delta h = \gamma h$.

Sur terrain incliné : $\Delta h_1 = \gamma \left(\frac{h + h_1}{2} \right)$.

Pour Δb , on prend généralement $\frac{3}{2} \Delta h$. $\Delta h_2 = \gamma \left(\frac{h + h_2}{2} \right)$

Ce qui précède, suppose le remblai assis sur un sol ferme, peu compressible. S'il est compressible, le surhaussement doit compenser la



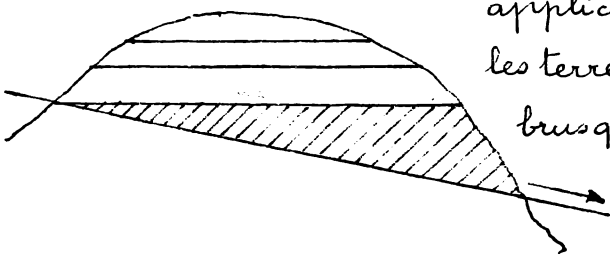
compression généralement inconnue d'avance. Dans les terrains marécageux, cette compression peut être telle que le surhaussement exige un multiple du volume du remblai de remblai s'enforce littéralement dans le marécage, dont le sol reflue à droite et à gauche. Ce phénomène continue jusqu'à ce que le sol du marais ait été comprimé localement d'une façon suffisante et que la base du remblai dans le marais soit assez large pour établir son état d'équilibre. C'est un procédé employé pour la construction de remblais en terrain marécageux.

§ 4. Disposition des chantiers de déblai. Dépend de la nature des terrains, de leur disposition, du délai de travail, du matériel, de la qualité de la main d'œuvre, etc....

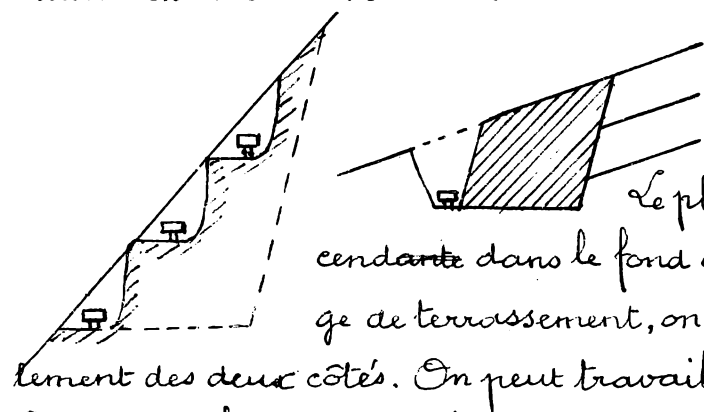
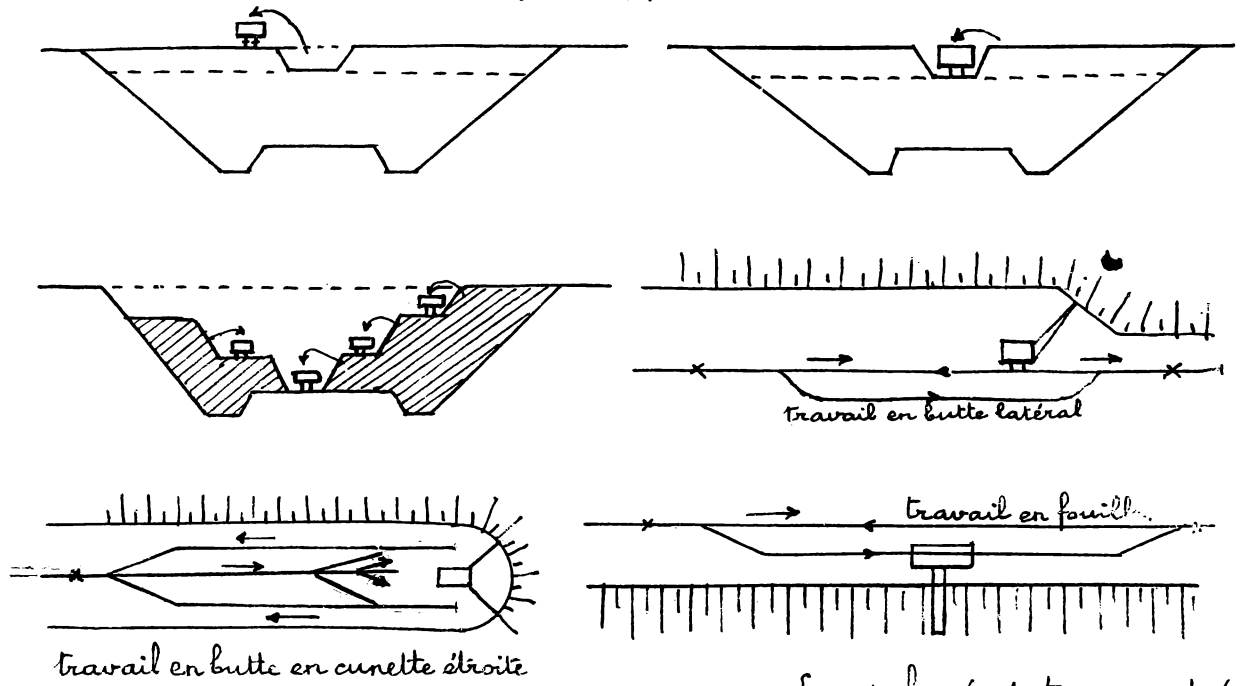
Il faut chercher à assurer un bon écoulement des eaux de manière à avoir un chantier toujours sec ; à créer le plus tôt possible plusieurs fronts de travail indépendants, de grande étendue, permettant l'utilisation maximum et aussi uniforme que possible du matériel, du personnel et des moyens de transport ; enfin, éviter les transports en rampes prononcées, par petites quantités et à de grandes distances. A cet effet, on avancera autant que possible avec une légère rampe dans le creusement des tranchées, même si le plafond doit être horizontal ou en pente ; le volume restant après l'ouverture de la tranchée pouvant généralement s'évacuer par l'extrémité. Il faut observer cependant qu'avec les engins mécaniques, ces reprises sont généralement coûteuses et pas toujours possibles (épaisseurs trop faibles). On amorcera le plus tôt possible les fossés latéraux et, en cas de déclivité transversale du terrain, on protégera le talus le plus élevé par un fossé de crête, dont les eaux descendront éventuellement par des caniveaux ou cascades définitives ou provisoires dans les fossés de la tranchée.

On créera les fronts de travail autant que possible à la base de longs talus et de manière, si c'est possible sans danger, d'utiliser la descente des terres par éboulements. Dans les terres très légères ou peu cohérentes (sable fin et sec, gravier, etc.) ou très cohérentes (roc), cette méthode est applicable ; il faut être très prudent avec les terres dont la cohésion apparente peut brusquement disparaître (argiles, terres lourdes). Il faut éviter, dans ce cas, les hauts talus (> 4 m.). Il faut éviter aussi, autant que possible ; le travail en fouilles étroites.

Avant d'enlever les terres en profondeur, il faut toujours enlever, au moyen d'outils appropriés (couteaux et bèches à gazon avec traction par corde) les gazons superficiels et les mettre en tas pour la couverture des talus. La disposition la plus favorable du chantier, s'obtient en avançant le plus tôt possible jusqu'à l'extrémité opposée de la tranchée, par des cunettes et en s'étendant ensuite en largeur ;



c'est l'attaque latérale. Elle est toujours possible en terrain meuble et la plus employée; elle convient aussi à tous les engins mécaniques et moyens de transport. En terrain meuble et donc peu décliné, ce terrassement s'effectue par tranches de hauteur appropriée à l'outillage: jet de pelle: 1,5 m.; excavateur 5 à 6 m. On commence, pour chaque tranche par creuser une cunette de largeur appropriée au matériel d'excavation.



La voie ferrée de transport éventuelle se trouve à la plateforme supérieure près du talus.

Le plus tôt possible, la voie est descendante dans le fond de la cunette; au niveau de l'étage de terrassement, on élargit alors l'étage, éventuellement des deux côtés. On peut travailler à plusieurs étages à la fois. Pour éviter les reprises ultérieures au talus, les voies doivent être disposées par rapport aux engins de terrassement du côté opposé au talus, donc vers le centre. Cette disposition permet d'ailleurs une bonne constitution de faisceaux. Cette méthode convient bien pour les excavateurs quelconques travaillant en butte. Les excavateurs à pelle ou les draglines peuvent convenir pour le creusement des cunettes et pour le finissage des talus. Le travail en fouille des excavateurs à godets demande un terrain très peu décliné et une profondeur telle que la tranchée soit effectuée

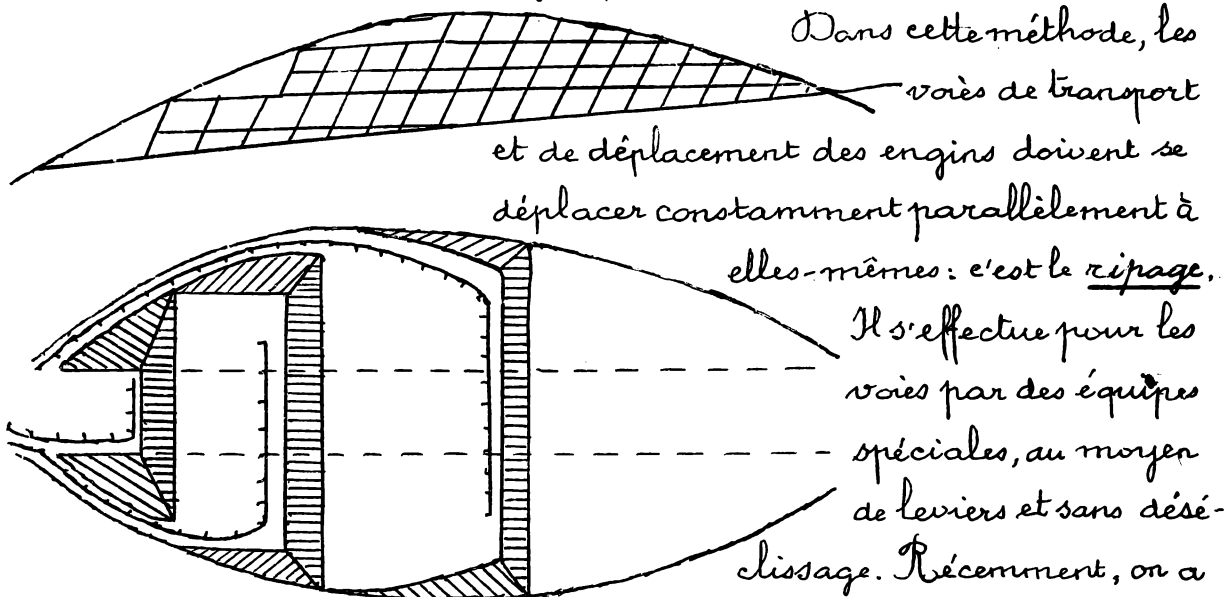
autant que possible en un seul étage; cependant, on peut conjuguer le travail en butte à d'autres excavateurs à des étages supérieurs.

Ces voies de garage et les évitements nécessaires pour la succession des trains avec la moindre interruption de travail possible des excavateurs doivent être placés près de ceux-ci.

Si le terrain est très décliné transversalement, généralement rocheux et à couches dressées, les différentes tranches sont attaquées à partir du terrain naturel, le travail se fait donc en terrasses.

Cette méthode convient au déblai des roches dressées.

En terrain rocheux peu décliné, la méthode est peu appropriée, sauf si la tranchée est peu profonde et si les couches sont inclinées \perp à la tranchée. On creuse alors une cuvette latérale le long du bord le plus bas de la tranchée et on l'élargit jusqu'à l'autre.

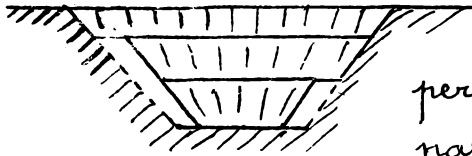


mis sur le marché des machines à riper américaines et européennes à soulèvement et à inflexion latérale. Pour le ripage des voies des excavateurs, il s'effectue de la même manière pour les longues voies d'excavateurs à godets et par déplacements longitudinaux obliques pour les pelles mécaniques sur rails et sur chenilles.

L'attaque frontale s'emploie pour les déblais rocheux moyennement profonds ou profonds, principalement s'ils sont très durs ou si les couches sont inclinées légèrement vers le front. Pour multiplier les chantiers de déblai, on travaille en gradins ou terrasses. Le transport s'effectue sur le

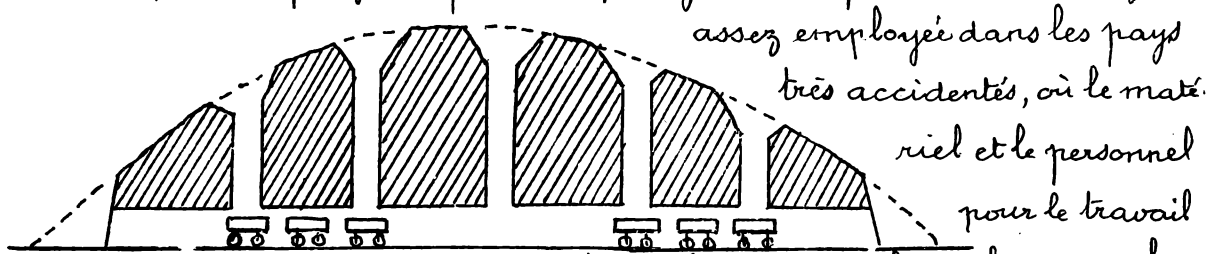
terrain naturel (éventuellement par plans inclinés à câbles ou à chute libre (terrain très défilé).

On peut aussi réserver latéralement des bermes pour les voies de transport; on voit que ces bermes doivent être enlevées après l'ouverture de la tranchée, ce qui donne lieu à une reprise. Les fronts d'attaque étant



permettre d'amener par une courbe les voies parallèlement à ces fronts.

Enfin, pour les tranchées profondes en terrain de consistance moyenne, on peut employer le procédé par galerie et puits ou méthode anglaise,



en tunnel sont sur place (ligne de chemin de fer dans le Trentin, l'Orlberg, région de Trieste, Bohême). Le perfectionnement des excavateurs semble restreindre les cas d'application de cette méthode, qui expose toujours aux aléas du travail souterrain, coûteux et lent et qui fait fortement souffrir le matériel de transport. L'attaque est d'ailleurs restreinte. Le procédé consiste à construire une galerie de mine de 2,30 à 2,50 de long sur 2,60 à 2,80 de haut. De distance en distance (10 à 15 m), on creuse des puits allant de la surface du terrain à la galerie (1 à 2 m²). Ensuite on laisse ébouler les terres de la surface dans ce puits; on les recueille dans des wagonnets dans la galerie. Pour augmenter la rapidité d'avancement, on peut commencer les puits en même temps que la galerie, d'ailleurs attaqués aux 2 extrémités, de manière à multiplier les fronts d'attaque.

Avantage du procédé: Indépendance des conditions topographiques, assèchement facile, facilité de fouille, de charge et de transport, voie de transport permanente. Pour ménager le matériel, on peut faire les puits obliques.

Avantage du procédé: Indépendance des conditions topographiques, assèchement facile, facilité de fouille, de charge et de transport, voie de transport permanente. Pour ménager le matériel, on peut faire les puits obliques.

§ 5. Disposition des chantiers de remblai. - On effectue des travaux préparatoires analogues à ceux des déblais : enlèvement des gazons et de la terre arable de la surface d'assise, enlèvement des souches et racines, captage des sources et assèchement de la plateforme par des drains en pierres ou poterie, creusement des fossés latéraux aux pieds des talus, constitution de gradins si la pente transversale du terrain est élevée et peut faire craindre des glissements. La pente-limite dépend de la nature du terrain et des remblais; il est prudent de ne pas dépasser 10%.

La disposition des chantiers de remblai doit s'harmoniser avec celle des chantiers de déblai et assurer une utilisation maximum et uniforme du personnel et du matériel de transport. Il faut, comme pour les déblais, chercher à multiplier les points de déversement et, autant que possible, avoir de grandes longueurs de déversement. Ces desiderata sont réalisés surtout par le déversement latéral, qui peut s'opérer en remblayant sur toute la hauteur ou par couches.

Il faut, autant que possible, effectuer les transports en pente, même si la plateforme est horizontale ou en rampe. Il reste une masse de remblai finale en rampe à constituer qui peut souvent être avantageusement exécutée en pente par l'autre extrémité; les reprises n'ont pas d'inconvénients aussi grands que pour les déblais.

Pour le déversement latéral, il faut, en tous cas, commencer par constituer un remblai étroit de hauteur voulue pour constituer la plateforme initiale de déversement, éventuellement pour la voie. Ce remblai est effectué par le moyen des engins de transport ordinaires. Le déversement en tête est le plus favorable pour ces remblais étroits, mais le plus souvent, on opère par déversement latéral, avec élévation progressive des voies, afin d'éviter l'emploi d'un matériel de terrassement différent de celui qui sert à effectuer la majeure partie du remblai.

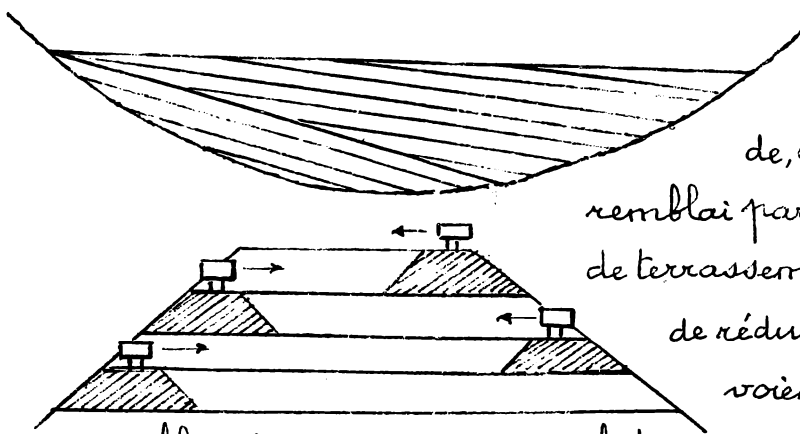
Cela exige de nombreux déplacements de voies si la hauteur est grande. Il peut être préférable de constituer le remblai initial par déversement latéral du haut d'une voie fixe posée au niveau voulu sur estacades. Cette

difficulté n'existe pas si le profil est mixte, la partie en déblai constitue la plateforme initiale. On peut aussi se servir d'appareils mécaniques spéciaux : élévateurs, transporteurs, grues à bennes, drag-lines, etc...

Le remblai est ensuite élargi par déversement latéral, les voies sont ripées vers le vide au fur et à mesure de l'élargissement. Lorsque la plateforme est élargie, on peut, pour deux voies, déverser des deux côtés à la fois. On peut aussi, par le moyen d'aiguillages et d'embranchements en épis déverser en plusieurs chantiers sur un même bord. L'opération de ripage est coûteuse et peu avantageuse. On emploie déjà depuis long-temps des machines à remblayer consistant éventuellement en transporteurs à courroies mobiles ou orientables. Les trains, posés sur une voie fixe,

déversent au pied de l'appareil qui reprend les terres par une chaîne à godets ou une pelle-clère, les transporte latéralement et les déverse au point voulu. Les grands drag-lines avec grue à câbles permettent un travail analogue.

Le remblai se constitue par couches parallèles au talus naturel et a donc une tendance à s'ébouler ; les terres doivent être bonnes.



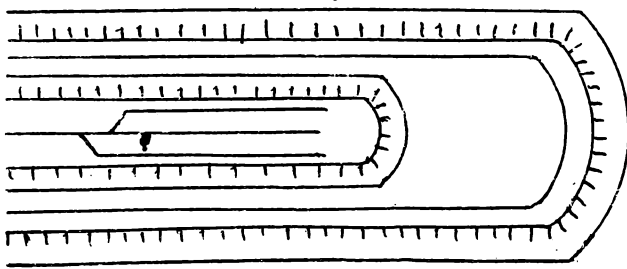
Si ce n'est pas le cas et si la hauteur est très grande, on peut constituer le remblai par couches de 1 à 1,5 en cas de terrassements par wagonnets. Afin de réduire les déplacements de voies, les différentes couches

sont remblayées en sens inverse, le transport sur les différentes couches en assure un premier raffermissement. Cette méthode est la plus favorable pour la stabilité des remblais.

Ce mode de construction exige des pentes assez fortes ; les limites peuvent être élevées, puisque les trains remontent à vide. Néanmoins, dans certains cas, il sera nécessaire d'allonger le chemin pour réduire les pentes

dans la mesure convenable. La méthode n'est guère applicable en cas de forte pente transversale; il faut alors déverser sur toute la hauteur en prenant les mesures nécessaires pour assurer la stabilité du remblai.

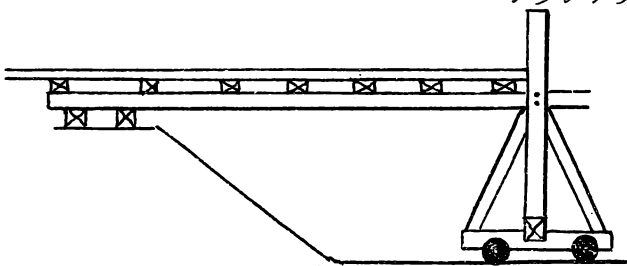
Pour les remblais étroits et très élevés, on peut opérer par déversement en tête en partant de la ligne de passage du déblai au remblai. Les terres sont déversées suivant le talus naturel dans le sens longitudinal au remblai. Il en résulte une formation par couches très inclinées, qui participe cependant des avantages de la constitution par couches peu inclinées, car la poussée interne agit pour comprimer les terres contre le terrain naturel au passage du déblai en remblai. Pour les remblais élevés, on peut déverser à plusieurs étages, ce qui fait que l'on réalise alors à peu près complètement les avantages de la constitution du remblai par couches horizontales. Seulement, à moins de laisser subsister les bermes, il faut ensuite régulariser les talus. Les voies sont en rampe-limite pour descendre d'un étage à l'autre. Le transport à la brouette ne convient



pas. Le transport au tombereau exige un plancher pour faciliter la conversion et le recul du cheval; une grosse poutre transversale est posée à l'extrémité du

remblai pour arrêter le tombereau, que l'on bascule.

Le transport par wagonnets basculant en tête convient sur tout. On peut lancer le véhicule

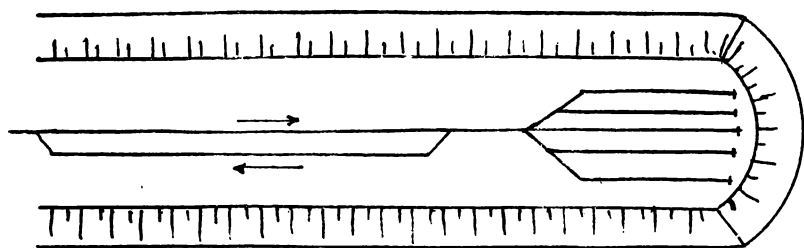


à bras ou par un cheval dételé une vingtaine de mètres avant le bord du remblai. On dispose un buttoir en pièces de bois; le choc

fait basculer la benne qui déverse les terres; le cheval reprend ensuite le wagonnet vide (décharge à l'anglaise ou à la volée). Cette méthode peut s'employer aussi avec estacade; le buttoir peut être remplacé par un taquet réglable provoquant le basculement en tête ou latéral à l'endroit voulu.

Les estacades peuvent être à paliers et contreventements perdus (ligne du Brenner, remblais de 50 m. de hauteur). Les longerons sont récupérés. Le système est coûteux, mais les supports contreventés contribuent à la stabilité du remblai et les avantages de la solidité et de la permanence de la voie sont appréciables.

Pour des remblais moins élevés, on peut se servir d'estacades mobiles appuyées vers l'avant sur des chevalets mobiles, vers l'arrière sur des traverses appuyées sur l'extrémité du remblai. Dans certains cas, pour traverser une vallée profonde et étroite, on s'est servi d'une passerelle suspendue à des câbles d'acier, sur laquelle on ne poussait toutefois que les wagonnets vides après déversement. Avec les passerelles, on peut déverser en tête les wagonnets un à un et les faire avancer ensuite sur la passerelle; les wagonnets vides sont ensuite réunis en train sur la passerelle et repris par la locomotive. Si la passerelle est assez solide, on peut aussi faire avancer le train plein et déverser latéralement,



par wagonnets alternés à gauche et à droite. Les estacades et passerelles sont à voie simple; il est préférable d'en disposer plusieurs parallèles, à 3 m. au moins de distance axiale plutôt que de constituer des passerelles à plusieurs voies, trop encombrantes.

Pour multiplier les points de déversement, on constitue un faisceau permettant de déverser plusieurs wagonnets en tête à la fois, un par voie. Les wagonnets vides sont garés sur une voie d'évitement en arrière. On peut aussi employer les wagonnets à déversement latéral, mais il faut des plaques tournantes qui ralentissent les opérations et dont le déplacement est difficile. Le déversement en tête assure, au contraire, l'avantage de la permanence de la voie, qui peut être bien établie, réduit les frais de ripage tout en permettant, avec le travail à plusieurs équipes et un matériel de grande capacité, des rendements élevés, qui peuvent dépasser 700 m³ par voie et par jour.

Quelle que soit la méthode employée, il faut prendre des précautions pour le remblai des ouvrages d'art qui doit se faire autant que possible symétriquement et par couches données. Cela exige en principe que l'on puisse amener les terres des deux côtés à la fois. Cependant pour les petits ouvrages bien calculés et bien fondés, on peut remblayer dissymétriquement jusqu'au niveau voulu pour pouvoir franchir l'ouvrage par un remblai étroit permettant le passage d'une voie. On élargit ensuite symétriquement par rapport à l'ouvrage.

§ 6. Installation des chantiers. - Travaux préliminaires.

Après établissement du projet définitif et conclusion du marché sur la base de ces plans et des devis de soumission, l'entrepreneur prend possession des terrains pour installer le chantier. On procède au tracé qui consiste en piquetage de l'axe et des profils en travers; on se réfère aux repères qui subsistent éventuellement des levés d'étude, mais il faut toujours les contrôler. Entre les piquets principaux correspondant aux profils, on place des petits piquets en alignement ou courbe à des distances de 15 à 20 m. On matérialise de même les bords en remblai ou déblai sur le terrain au moyen de piquets ou de sillons. Éventuellement, on dresse des gabarits en lattes pour les talus. Pour la vérification des hauteurs, on procède par nivellement; parfois on place des mâts de repère qu'on laisse enterrés dans les remblais ou que l'on enfonce dans les puits ou trous de sondage pour les déblais. Les ouvrages d'art sont tracés spécialement. Ces tracés se font par les soins de l'auteur du projet ou par l'entrepreneur mais, dans ce dernier cas, l'auteur du projet doit vérifier et réceptionner le tracé.

L'entrepreneur installe des établissements fixes, dont l'importance varie avec celle du travail en un point aussi favorable que possible: accès, communications, surveillance et tel que, tout en étant le plus près possible du chantier, ils ne doivent pas être déplacés au cours de l'exécution. Ils comportent: le bureau technique (études, dessins, commandes, attachements, surveillance, embauche, correspondance, etc) et le bureau comptable (listes de salaires, factures, décomptes, paiements,

correspondance, etc.); le magasin (outils, recharges, matières d'exploitation, etc...) dont il faut soigner les accès tant vers l'extérieur que vers tous les points du chantier; le dépôt de matériel (locomotives, automobiles, etc...) avec atelier de réparation; les cantines et dortoirs, infirmerie. Éventuellement, on place près des magasins et ateliers, une station centrale de force motrice et d'éclairage, soit par station génératrice (généralement en courant continu) ou station de transformation (généralement alternative). Le courant continu est généralement préféré, parce que les moteurs permettent une plus grande gamme d'adaptation d'après l'enroulement inducteur (série, shunt ou compound) et les variations aisées de vitesse. Cependant quand le courant alternatif s'obtient à bon compte, il est préférable de l'employer sans redressement. Il est favorable de pouvoir se raccorder à une distribution, les producteurs livrent toujours le courant à un prix inférieur au prix de production sur chantier, car le travail, se faisant généralement de jour, en dehors des heures de pointes, améliore le facteur d'utilisation des centrales.

Si l'électrification du chantier est possible, elle est généralement recommandable. Toutefois, s'il faut du matériel spécial, son achat ou sa location ne se justifie que pour des travaux assez importants. Il est, en somme, avantageux d'avoir le plus de machines possible à moteur indépendant: pompes, treuils, bétonnières, etc...

La vapeur convient pour les grands et moyens chantiers; les moteurs à combustion interne ont des avantages de mobilité, d'encombrement et de rendement pour les petits chantiers; les puissances sont généralement faibles. La tendance est au développement des engins mécaniques.

Dans quelle mesure il faut établir la proportion entre le mécanisme et la main d'œuvre, dépend de la nature du travail, du délai, de la région, de la situation sociale et économique, du matériel possédé, etc...

Des cabines mobiles servent dans les chantiers pour le personnel de surveillance. Des rapports très complets, précis et circonstanciés, mais sans phrases, autant que possible sous forme de tableaux, doivent être faits et tenus à jour au sujet de l'avancement des travaux, du rendement

des engins et de la main d'œuvre et des prix. Ils sont utiles à l'auteur du projet, autant qu'à l'entrepreneur et servant de base à une expérience chiffrée et contrôlable; une expérience basée sur des impressions dégénère facilement en routine ou préjugé.

Chapitre XIV

Déblais rocheux. Travaux de mine.

§1. Forages. Dès que la roche devient dure au point que les outils ordinaires : pioche, pic, levier ou les engins mécaniques ne parviennent plus pratiquement à la débiter, il faut travailler à la mine, c'-à-d. par forages et explosifs. Selon la dureté, les pétards ont pour but de rompre la cohésion de la roche, sans séparation ni projection, ou bien de diviser la roche en fragments. Cette dernière méthode s'emploie notamment dans les carrières pour ballast et pavés. Sans explosifs, on peut abattre par coins et par havage (coupures horizontales et verticales faites par foreuses ou haveuses),

La première opération consiste en forages pour le placement des explosifs dans l'intérieur de la masse rocheuse. Pour le forage vertical à la main, on emploie:

1°) le fleuret, barre à extrémité tranchante que l'on frappe à la masse. Longueur : 0,40 à 1,20 ; ϕ 0,02 environ.

2°) la barre à mine, sorte de trépan à tige unique, de 1,50 à 3,00 de longueur, ϕ foré jusqu'à 40^mm.

3°) de petites perforatrices rotatives ou sondeuses rotatives à couronne, mues par volants à main, selon la profondeur et le ϕ du trou (ϕ jusqu'à 60^mm, profondeur de plusieurs mètres).

Pour les forages inclinés ou horizontaux, on emploie aussi les derniers appareils.

Pour le forage mécanique vertical, on emploie:

1°) Les perforatrices généralement pneumatiques, dont il existe des types

à main sans support appelés marteaux perforateurs. Les types plus puissants se fixent généralement sur trépieds lestés. ϕ 28 à 45 mm, profondeur 1,80 m.

2°) Les sondeuses rotatives à couronne légères pour les trous plus larges et plus profonds. Ces appareils conviennent pour les forages inclinés et horizontaux; les perforatrices à air comprimé sont alors fixées sur des affûts orientables appropriés, à trépied, colonne ou chariot.

Il existe aussi des perforatrices électriques et à vapeur. La description détaillée des perforatrices sort du cadre de ce cours. Les appareils à air comprimé sont à percussion ou à percussion et rotation simultanées. Il existe des types à rotation à moteur indépendant que l'on rencontre peu sur les chantiers de construction. Le nombre de coups par ' est normalement de 1200 pour les petits appareils et atteint 1400 et même davantage (2000). Pour les machines plus lourdes, il est de 400 ou plus (600).

L'avancement est de l'ordre de grandeur de 3 à 20 cm par ', selon la dureté des roches et la puissance de l'appareil. Les taillants des fleurets sont plus ou moins compliqués, en Z ou X ou à plusieurs taillants ||. La consommation d'air comprimé varie d'une centaine à 500 litres par ' et davantage.

L'air comprimé est un fluide moteur qui a comme inconvénient de fuir très facilement, même dans les installations fixes, bien faites et entretenues. Sur les chantiers, avec des canalisations temporaires et très exposées, souvent déplacées, avec beaucoup de raccords flexibles, les chances de fuite sont multipliées. On peut vérifier la consommation à vide. Les installations centrales de compression paraissent donc peu recommandables, sauf possibilité d'établir une distribution très soignée. Les compresseurs mobiles, à moteur indépendant ou fixé sur le truck, le plus souvent électrique ou à essence, paraissent préférables. Il en existe de nombreux types commerciaux. Pour apprécier le rendement et les appareils, il faut convertir la compression d'air en puissance.

Compresseurs.

Puissances théoriques pour une aspiration de 1 m³ air/.

Pression effective	Étages de compression				Compression isothermique
	1	2	3	4	
1	1,70	1,65	—	—	1,55
2	2,85	2,65	—	—	2,45
3	3,75	3,40	3,30	—	3,10
4	4,50	4,00	3,85	3,80	3,55
5	5,20	4,55	4,30	4,25	4,00
6	5,75	5,00	4,75	4,65	4,30
7	6,35	5,35	5,10	4,95	4,60
8	6,80	5,70	5,40	5,25	4,90
9	—	6,05	5,70	5,55	5,15
10	—	6,35	5,95	5,80	5,55 CV.

Les puissances théoriques doivent être divisées par le rendement, dont la moyenne est 0,80. Pour les petites machines 0,77 (0,75), pour les grandes 0,833 (0,85). Ce sont les puissances sur l'arbre du compresseur; il faut tenir compte encore du rendement de la transmission éventuellement.

Les chiffres moyens ci-après sont déduits de la 1^{ère} colonne en admettant un rendement de 0,75.

1 m³/h. d'air comprimé consommé réellement au compresseur, correspond, pour une pression finale absolue de

2	3	4	5	6	7
0,076	0,19	0,333	0,50	0,70	0,89 CV.

à une puissance de :

Si on considère le m³/heure d'air aspiré par le compresseur, aux mêmes pressions correspondent des puissances de: 0,038 0,0632 0,083 0,10 0,116 0,127 CV.

Ces chiffres sont plutôt défavorables pour des compresseurs à bon rendement; (>0,75) pour des compresseurs de chantier à mauvais rendement; il faut parfois majorer de 10 à 20%.

Le rendement total du travail est très faible (en moyenne 5%). La puissance nécessaire au compresseur est en moyenne double de celle du marteau.

On peut considérer en moyenne que 1 CV heure absorbé par le compresseur produit à 7 atm. abs. un volume en m³ réduit à la pression atmosphérique:

pour un compresseur à piston bien construit : 10 m^3

" " turbo-compresseur : 8 m^3

Donc, si une perforatrice consomme $30 \text{ m}^3/\text{heure}$ à 6 atm. abs. ; la puissance correspondante est : $\frac{30 \times 6}{10} = 18 \text{ C.V. environ.}$ 5

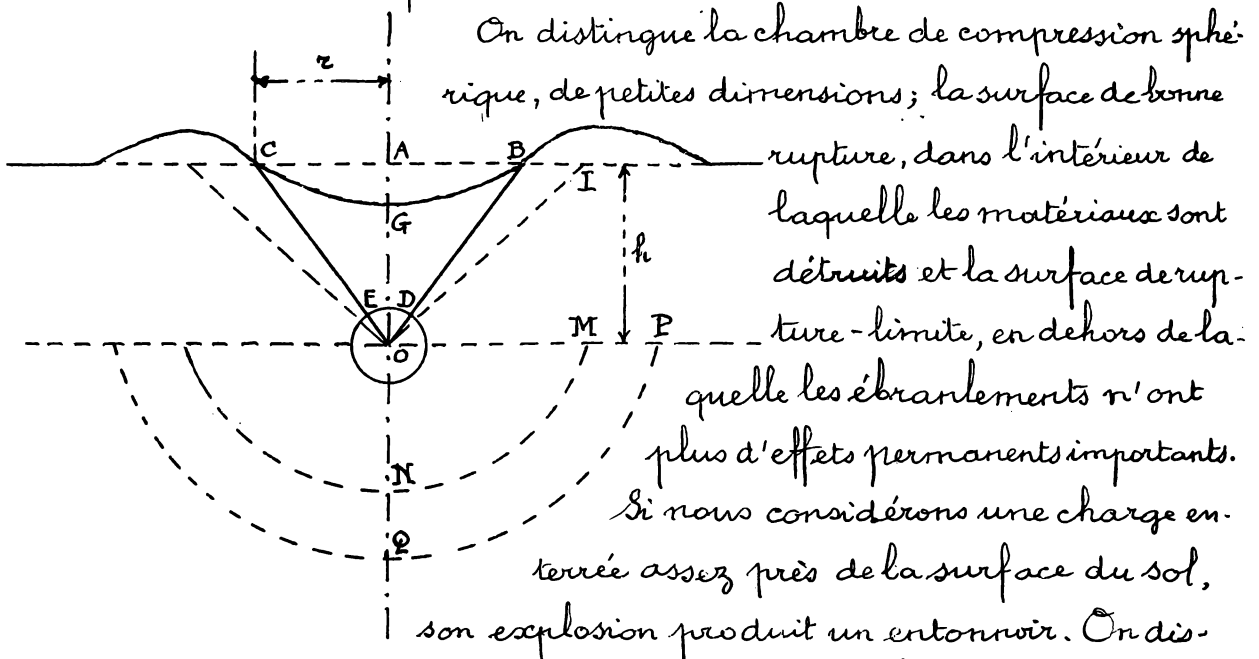
Les trous de mine doivent être humectés et il faut enlever de temps en temps les boues et débris à la cuvette ou raclette, petite cuillère en métal fixée au bout d'une longue tige. Plus récemment, on construit des perforatrices pneumatiques à injection d'eau qui présentent les mêmes avantages que les sondeuses à injection. Le travail est plus rapide (puisqu'il ne faut pas retirer pour enlever les boues); l'outil refroidi s'émousse moins et travaille mieux dans le fond du trou.

On indique pour un marteau une consommation de 3 lit. d'eau par mètre d'avancement. Il ne faut pas de pompe; l'eau est refoulée par la pression de l'air comprimé admis dans un réservoir spécial. Lorsque le trou a la profondeur voulue, on le sèche à l'étoupe et on introduit la charge et le bourrage, sinon, on le ferme par un bouchon de bois pour éviter l'introduction de débris.

Dans les roches calcaires, on peut employer les mines acidées, qui consistent à créer dans le fond du forage une poche sphérique par dissolution du calcaire par une solution de HCl. On peut alors employer de plus fortes charges. Ce système assez ancien convient pour les poudres peu brisantes. On obtient le même résultat plus rapidement par chambrage, c'-à-d. explosion sans bourrage d'une cartouche brisante dans le fond du trou. Dans de l'argile, une cartouche de mélinite crée par explosion une chambre d'un volume égal à 50 fois celui de la cartouche. En terrain très dur, ce volume est réduit de moitié ou plus.

§ 2. Action des fourneaux de mine. - Un fourneau de mine placé dans les terres à proximité d'une face libre que nous supposons horizontale crée, par explosion, des effets qui se transmettent dans toutes les directions. Les lieux des points de même ébranlement seraient des sphères en milieu homogène indéfini pour une charge ponctuelle ou sphérique.

On conçoit que ces surfaces, pour les effets au-dessus du plan diamétral horizontal passant par le niveau de la charge, donc vers la surface du sol, soient très différentes de la sphère et dépendent de la profondeur de la charge. En dessous de ce plan, comme la résistance des terres est plus grande vers le bas que latéralement, on considère des ellipsoïdes de révolution dont les petits axes sont verticaux.



Si h est la profondeur de la charge ou ligne de moindre résistance et r le rayon de l'entonnoir, le rapport $n = \frac{r}{h}$ qui mesure l'évasement de l'entonnoir réel est ce que l'on appelle l'indice du fourneau.

Le volume de l'entonnoir réel théorique est $V = \frac{h}{3} n r^2 = 1,05 n^2 h^3$.

On constate expérimentalement que les volumes de 2 entonnoirs réels semblables (même valeur de n) sont proportionnels aux charges.

Donc: $C = KV = K'h^3$.

C'est la formule générale des fourneaux de mine enterrés.

La hauteur $OA = h$ s'appelle ligne de moindre résistance, le rayon de l'entonnoir est $AC = r$; le rayon d'explosion est $OB = R = h\sqrt{1+n^2}$.

On appelle $OI = F$, le rayon de friabilité; $F = 1,41 R$, c'est le rayon dans lequel la cohésion des terres est détruite.

$AI = f$ est le rayon du cercle de friabilité $f = \sqrt{F^2 - h^2}$.

On appelle fourneau ordinaire, le fourneau d'indice 1: c'est le plus efficace. Sa ligne de moindre résistance correspondante est H et on a:

$$C = KH^3$$

avec $r = H$; $R = 1,41 H$; $F = 1,41 \times R = 2H$; $f = H\sqrt{3}$.

La profondeur $AG = p$ de l'entonnoir apparent est $\frac{1}{3}H$.

Pour les explosifs brisants (mélinite), on a approximativement:

Valeurs de K:

Terres légères	0,70
Terres fortes	1,00
Terres mêlées de pierres	1,20
Argile ou tuff.	1,30
Maçonnerie médiocre, roc tendre	1,50
Roc ordinaire, bonne maçonnerie	1,75 à 2,65
Roc très dur, béton de ciment	2,65 à 4,00

Le coefficient K dépend aussi de la nature des explosifs; il est 1,7 fois plus grand que ci-dessus pour la poudre noire.

Remarquons qu'une charge peut être définie aussi bien par H que par C .

Les ellipsoïdes inférieurs de bonne rupture et de rupture limite ne dépendent que de H (p. ex.: $ON = H$; $OM = \sqrt{2}H$; $OQ = H\sqrt{2}$ et $OP = 1,75H$ pour des galeries coffrées en bois, d'après les règlements militaires français)

D'après les mêmes règlements, à un fourneau d'indice n dont la ligne de moindre résistance est h , correspond $H = h(\sqrt{1+n^2} - 0,41)$.

Donc:
$$C_n = K h^3 (\sqrt{1+n^2} - 0,41)^3 ;$$

donc:
$$K' = K(\sqrt{1+n^2} - 0,41)^3.$$

Lorsque $n > 1$, $H > h$: le fourneau est surchargé.

Lorsque $n < 1$, $H < h$: le fourneau est sous-chargé.

Pour $n = 0$, $H = 0,59h$; c'est le camouflet maximum nécessaire et $K' = 0,21K$. Pour toutes les valeurs de $H = \sqrt[3]{\frac{C}{K}} < 0,59h$, il y a camouflet, sans projection aucune. Pour un fourneau d'indice n , $r = nh$; $R = h\sqrt{1+n^2}$

$$F = 1,41 R, \quad f = h\sqrt{1+2n^2}, \quad p = \frac{1}{3}h(2n-1),$$

c'est-à-dire que l'entonnoir apparent est pratiquement nul dès que $n < \frac{1}{2}$.

Pour $1 < n < 3$, on peut employer la formule: $C = Kn^3$,

qui donne des charges un peu trop fortes. Il s'agit de fourneaux surchargés; ce cas ne se rencontre guère en constructions civiles. Les charges sont placées dans des chambres de mine.

Dans les déblais rocheux, on cherche, au contraire, les camouflets, explosions sans projections, qui s'effectuent par des pétardements, c'-à-d. par des charges assez faibles placées au fond des trous de mine étroits, sans chambre de mine proprement dite. Si les pétards sont mis à feu simultanément, on emploie la formule: $C = mgh^3$, h étant la ligne de moindre résistance, m le rapport $\frac{e}{h}$ ou e représente l'espacement des fourneaux. On prend généralement $m = 1,50$.

Si les fourneaux sont mis à feu successivement, on emploie la formule: $C = 1,50 gh^3$ et on fait: $e = h$.

Le coefficient g est le produit de deux facteurs g' et g'' dont les valeurs figurent dans les tableaux ci-après.

$$g = g'g''.$$

Valeurs de g'	Valeurs de g''
Dynamite-gomme. 0,70	Roches très dures: granites, quartzites. . . 0,65
Grisoutine-gomme à 30%. 0,80	" dures: granites, gneiss. 0,45
" " " 12%. 0,90	" " : schistes et calcaires durs. . . 0,35
Dynamite n° 1. 1,00	" peu dures: calcaires, schistes. . . 0,20
Echite, cheddite 1,20 à 1,30	" tendres: houille, craie, schistes. . . 0,10
Dynamite ammoniacale (30% de dynamite). 1,35	" grenues ou terres: alluvions, sable 0,03
Dynamite n° 3. 1,80	Maçonnerie de briques 0,27
Soufre de mine noire comprimée. 2,00	Béton de ciment : environ. 0,40
" " " " granulée. 2,50	

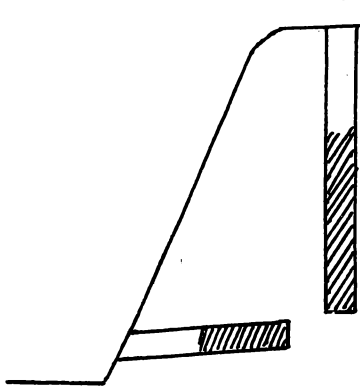
Si l'on veut éviter tout ébranlement, on réduit la valeur de g dans une proportion que l'on détermine par des essais; on procède par charges, les plus petites possibles et que l'on fait sauter successivement.

L'effet des coups de mine et fourneaux est accru par l'explosion simultanée. Les formules précédentes supposent le bourrage parfait, qui exige une épaisseur de bourrage de 1,5 à 2 H. Dans un forage, on bourre généralement sur une longueur au moins égale à la $\frac{1}{2}$ profondeur. Si le bourrage est imparfait, il faut augmenter la charge d'une quantité qui, pour les explosifs brisants atteint environ 30% en cas de défaut complet de bourrage. Avec les poudres lentes, la majoration serait beaucoup plus forte;

il faut toujours un bourrage soigné.

Si la charge agit sur plusieurs faces en formant plusieurs entonnoirs, il faut un supplément d'environ 10% par entonnoir supplémentaire, avec limite de 30%.

Les fourneaux que nous venons d'examiner sont de dimensions telles qu'on puisse les considérer comme ponctuels (petit nombre de pétards en paquets). Pour faire des abattages considérables, il arrive qu'on fore



à faible distance d'une paroi verticale abrupte des trous profonds (à la sondeuse), que l'on remplit d'explosifs sur presque toute la hauteur ($\frac{2}{3}$ ou $\frac{3}{4}$). Un tel fourneau agit comme un fourneau allongé et donne un entonnoir allongé dont la largeur correspond au rayon de l'entonnoir d'une charge

concentrée $\frac{c}{\alpha}$. On peut donc appliquer les formules précédentes à la charge $\frac{c}{\alpha}$. α est le rapport du grand axe au petit axe de l'entonnoir elliptique qui se produit lorsque la longueur l de la charge est inférieure à 60 fois son ϕ d. On a: $\alpha = 0,66 \sqrt{\frac{l}{d} + 4}$.

Lorsque $\frac{l}{d} > 60$, la valeur de α est celle qui correspond à $\frac{l}{d} = 60$, soit 1,86.

Lorsque $\frac{l}{d} < 60$, C' est le poids de la charge; lorsque $\frac{l}{d} > 60$, C est le poids de la charge de longueur égale à 60 fois le ϕ . Parfois aussi, on crée de grands fourneaux dans des chambres de mine profondes auxquelles on accède par galeries et rameaux bien bourrés avant mise à feu.

Les charges superficielles ont un effet beaucoup moins fort que les charges enterrées et le bourrage joue un rôle très important. À une certaine profondeur sous eau, on peut considérer la charge comme parfaitement bourrée.

Une charge concentrée détruit en profondeur sur une épaisseur e telle que :

$$c = Ke^3;$$

une surcharge allongée telle que: $c = Ke^2$,

c étant la charge par mètre dans ce cas.

Pour les explosifs brisants tels que la mélinite, cheddite, tonite, on

peut admettre en cas de bourrage parfait $K = 10$ pour les charges concentrées et le roc très dur et $K = 6$ pour les charges allongées dans les mêmes conditions. Lorsqu'il n'y a pas de bourrage, il faut multiplier la charge concentrée par 6,5, la charge allongée par 4 à 5 environ.

§ 3. Explosifs. - Je renvoie au cours de chimie pour l'étude physico-chimique et chimique des explosifs. Au point de vue de leurs effets, on distingue les explosifs lents (poudre noire, nitrocellulose) et les explosifs brisants (acide picrique ou trinitrophénol, trinitrotoluène).

Les explosifs lents ne sont guère utilisés : ce sont des explosifs propulsifs.

Comme explosifs brisants, on emploie surtout les dynamites, mélanges de matières inertes et de nitroglycérine. La manipulation n'est pas sans danger, surtout des cartouches gelées ou suintantes. La dynamite dégage, par explosion, des vapeurs nitreuses très nocives. La dynamite-gomme, mélange de nitrocellulose et de nitroglycérine est puissante et moins dangereuse à manipuler. Les explosifs, dits de sûreté, très stables et à basse température d'explosion, sont composés en majeure partie de nitrate d'ammoniaque mélangé à des corps combustibles ou explosifs, les gaz ne sont généralement pas nocifs.

L'acide picrique (mélinite) et le trinitrotoluène (trityle) sont des explosifs brisants et très stables ; ils ne sont guère employés que dans les usages militaires ; ils sont moins brisants que la dynamite (mélinite = 1,7 fois poudre noire, dynamite = 3 à 4 fois poudre noire).

On fait beaucoup de propagande, en ce moment, pour les explosifs à l'air liquide. Les cartouches sont formées de matières combustibles enveloppées dans un sac, que l'on plonge, au moment de l'emploi, dans l'air liquide. La cartouche doit servir immédiatement, sinon l'air liquide s'évapore. Comme matières combustibles, on emploie du charbon de bois pulvérisé ; de la suie, de la naphthaline, etc... La brisance est comparable à celle de la dynamite et il n'y a pas de dégagement de gaz délétères.

Les explosifs brisants de sûreté, tels que les ammonites, etc... n'explo-sent en grande masse que sous l'effet de l'explosion d'un détonateur

secondaire assez puissant, formé, en général, de quelques cartouches d'un explosif moins stable. Les explosifs brisants tels que la mélinite, le trotyle, n'explodent pas au choc et à la flamme, mais sous l'effet d'un détonateur faible (capsule de fulminate). La dynamite est généralement amorcée au fulminate, mais peut détonner à la chaleur et au choc.

§ 4. Tirage des mines. Les explosifs sont introduits dans le trou de mine en cartouches ou paquets de cartouches. Les pêtards sont amorcés par des capsules de fulminate. La charge amorcée est recouverte d'un bouchage en terre, enfoncé dans le trou de mine par un bouchoir en bois. Les bouchages augmentent sensiblement les effets des explosifs même brisants et doivent être soignés.

L'allumage peut se faire par mèche Bickford ou électriquement. Comme on tire souvent plusieurs mines simultanément, on dispose les détonateurs électriques en série (détonateurs à étincelles) ou en dérivation (détonateurs à filament); le courant est produit à l'aide d'un exploseur à introduction magnéto-électrique ou d'une batterie. Si le tirage se fait par mèche, les pêtards sont reliés à des tronçons de cordeau détonant (à l'acide picrique ou au trinitrotoluène) qui sont amorcés eux-mêmes par une cartouche avec capsule de fulminate et mèche Bickford, qui brûle à environ 70 cm par '.

Le cordeau détonant peut être utilisé pour charger les trous de mine étroits, par explosion de quelques brins, selon le diamètre.

§ 5. Prix des déblais rocheux. Le prix de la main d'œuvre s'apprécie d'après les indications données sur le rendement. Les frais d'outillage sont importants et comportent environ par m³:

pour les classes	II	III	IV	V	VI	VII
en centimes - or	3-6	6-10	10-12	12-16	16-20	20-25

La consommation d'explosifs (dynamite) est par m³ _____ 40 à 80 - 110 à 160 - 200 à 300 grs.

La dépense correspondante par m³ est d'environ: centimes - or: - 13 à 25 - 40 à 50 - 65 à 95

On voit que la dépense de main d'œuvre reste prépondérante, d'où l'intérêt de développer l'outillage et de bien désagréger la roche par les explosifs.

Trouvaux souterrains.

Chapitre XV

Etude générale de l'établissement des souterrains.

§ 1. Généralités.— Les souterrains ou tunnels s'emploient principalement pour traverser les accidents topographiques de nature telle qu'il est impossible, techniquement ou économiquement, de les franchir à ciel ouvert, même avec des caractéristiques exceptionnelles de tracé: fortes rampes, courbes de faible rayon, tranchées profondes. Dans certains cas, à la traversée de hautes montagnes, telles que les Alpes, Vosges, etc, c'est la seule solution techniquement possible; encore faut-il que la dépense ne soit pas excessive pour le but proposé. Dans d'autres cas, si d'autres tracés, éventuellement plus longs, avec tranchées profondes sont possibles, il faut effectuer une comparaison économique en tenant compte des charges financières d'établissement (amortissement et intérêt), d'entretien et d'exploitation.

Les tunnels se construisent le plus fréquemment pour les lignes de chemin de fer; les longueurs peuvent être très élevées:

Simplon 19,770 km. S^t-Gothard 14,943 km. Mont Cenis 12,834 km.

Les tunnels pour routes en pays de montagne sont rares, généralement courts et de faible section, percés dans des roches dures entre deux sections à flanc de coteau. La question ne présente aucun intérêt spécial. Il existe des tunnels de canaux, notamment en France aux biefs de partage des canaux de la Marne au Rhin, de la Marne à la Saône, etc... et le souterrain du Rove sur le canal qui conduit du port de Marseille au Rhône.

Nous renvoyons pour l'étude de leurs sections, qui est la seule question particulière, à la partie du cours qui traite des canaux.

Nous envisagerons donc comme types de tunnels de montagne ou plutôt d'accidents topographiques les tunnels de chemin de fer.

Le développement des voies de communication dans les très grandes villes, qui sont situées fréquemment au bord de grands fleuves, a donné naissance à une autre catégorie: les souterrains urbains construits, soit pour livrer passage sous les cours d'eau aux piétons, véhicules et tramways (tunnels sous la Camise à Sondres, sous l'Elbe à Hambourg, sous la Spree à Berlin, à Liverpool, San Francisco, New-Jersey, Anvers, etc...) soit pour permettre la circulation de trains urbains rapides en dehors des embarras de circulation de surface (Métropolitains de Paris, Sondres, Berlin, etc...). Ces souterrains ont des caractéristiques particulières très différentes de celles des autres catégories.

Le caractère principal des constructions souterraines réside dans les grandes sujétions d'exécution, qui s'accompagnent presque toujours, malgré tout le soin de l'étude préalable et les précautions d'usage, d'importants risques et aléas d'exécution. Le danger n'est pas toujours exclu, surtout pour les grands tunnels de montagne et les tunnels dans les terrains difficiles. L'étude doit donc toujours être très soigneusement faite, notamment en vue de l'exécution et doit se baser sur une sérieuse documentation.

Pour l'exécution proprement dite, et surtout s'il y a quelques difficultés à craindre, il faut les confier à des entreprises spécialisées, pourvues d'un personnel expérimenté et d'un matériel approprié. Le choix judicieux des méthodes d'exécution et l'établissement favorable des chantiers sont des conditions importantes de réussite et dépendent surtout de l'expérience.

§2.. Études préalables. - L'étude d'un tunnel de montagne fait partie de l'étude d'une voie de communication; ses caractéristiques générales, notamment de situation, ses dimensions, son tracé, dérivent de cette étude:

L'étude du tracé du tunnel: déclivités, courbes, etc..., doit être particulièrement soignée. L'économie suggère, particulièrement pour les tunnels, des déclivités élevées. Cependant, à cause de l'humidité des souterrains, défavorable à l'adhérence, la limite doit être inférieure à celle qui est adoptée pour les sections de la ligne à ciel ouvert (réduction de 30%).

Un autre inconvénient des fortes rampes avec la traction à vapeur est le grand dégagement de fumée, surtout dans les longs tunnels dont la ventilation est difficile; la traction électrique est évidemment supérieure. La résistance de l'air dans un long tunnel à voie unique est notable et peut équivaloir à une déclivité de 4 à 6 %. On doit considérer 10 % comme limite de rampe pour un long tunnel exploité par les locomotives à vapeur. Il faut veiller à l'évacuation des eaux; il faut donc éviter les paliers et généralement donner aux tunnels un profil en pente continu ou en dos d'âne.

Les courbes compliquent l'exécution, favorisent les erreurs d'orientation et exigent des surlargeurs d'autant plus que le rayon est plus faible. L'implantation des repères et l'exécution du tracé, pour l'étude desquelles je renvoie au cours de topographie, constituent des applications des plus difficiles de cette science, notamment pour les tunnels en boucle.

L'étude économique joue aussi un rôle important, soit que l'on ait le choix entre plusieurs tracés de tunnels ou entre des tracés avec tunnels et d'autres à ciel ouvert. La nature des terrains rencontrés influe sur cette étude et fait l'objet elle-même d'investigations géologiques des plus importantes.

L'étude géologique se base sur la connaissance géologique générale de la région, sur des sondages de reconnaissance qui doivent être effectués dans tous les cas où c'est possible et en aussi grand nombre que possible, de manière à obtenir les informations les plus complètes et précises sur les terrains à traverser. Malheureusement, ces sondages ne sont pas toujours possibles, p. ex. à la traversée de hautes montagnes et de glaciers. La collaboration de géologues compétents est, dans ce cas, toujours indispensable. Dans les souterrains urbains, où les conditions d'exécution sont toujours délicates, les sondages permettent heureusement de connaître bien les terrains.

§3. Sections transversales des tunnels. Les sections transversales des tunnels dépendent principalement des gabarits des voies de

communication auxquelles ils doivent livrer passage, surtout pour les voies ferrées (pl. 1 et 2). Pour des véhicules ordinaires et surtout pour des piétons, le gabarit est moins déterminé et dépend de considérations particulières ou locales.

L'économie commande de serrer le gabarit d'aussi près que possible.

La section transversale de déblai doit laisser à l'extérieur du gabarit un espace suffisant pour le revêtement qui existe généralement, plus un certain jeu de 200 à 400 mm selon les recommandations de l'Union des ch. de fer allemands, principalement pour que les déformations qui peuvent se produire en cours d'exécution ou en service n'empiètent pas sur le gabarit. Le revêtement doit recevoir une forme appropriée et stable, d'après la nature des matériaux employés, le mode d'exécution et la nature des terrains traversés. S'il n'y a pas de poussée, le revêtement est une simple projection de surface. S'il y a de fortes poussées, on peut déterminer une forme optimum, mais on est très limité dans cette voie à cause de la nécessité économique de ne pas s'écarter trop du gabarit. Pratiquement, ces considérations conduisent à adopter des profils de forme ovale à grand axe vertical pour la simple voie, quasi circulaire ou elliptique à grand axe horizontal pour des sections de plus grande largeur (voies multiples, stations de métropolitains, larges tunnels urbains, etc.). Des formes rectangulaires ou carrées ne conviennent que pour des cas spéciaux de tunnels très voisins de la surface, parfois exécutés à ciel ouvert, puis recouverts de terre (tunnels de gares). La section transversale intérieure du tunnel influe sur la ventilation par ses dimensions absolues et par son excès sur le gabarit réel des trains, comme nous verrons dans l'étude de la ventilation. Il est recommandable de ne pas perdre cette question de vue dans l'étude de la section transversale.

En courbe, il faut des profils spéciaux, tant à cause du dévers (surhaussement) que de la saillie des véhicules hors du gabarit.

Les planches 1, 2 et 4 contiennent: le gabarit des chemins de fer de l'État belge; les profils-types des tunnels à simple et double voie des chemins de fer des Alpes autrichiennes; de multiples sections de tunnels de chemin de fer,

de tunnels urbains et sous-fluviaux et du tunnel de Roque (canal de Marseille au Rhône). Pour les caractéristiques des tunnels de canaux, je me réfère au cours de voies navigables. Ce sont les tunnels de plus grandes sections réalisés, comme le montre une figure comparative de la planche h.

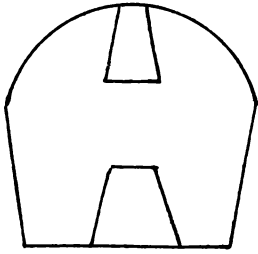
Pour les tunnels de chemin de fer, on établit généralement aujourd'hui des tubes à double voie pour les lignes qui en comportent 2 et pour des longueurs de tunnels même considérables. Cependant, pour les très longs tunnels alpins, p. ex. le projet de percement du Mont Blanc, on envisage encore généralement 2 tubes parallèles à voie unique, distants d'une vingtaine de mètres, pour les raisons d'exécution exposées plus loin.

§ 4. Méthodes de construction des tunnels de montagnes.

Un tunnel de grande section n'est jamais déblayé d'emblée à section entière. On perce d'abord une galerie d'avancement et d'orientation que l'on élargit ensuite progressivement; c'est l'abatage. À partir du front d'attaque de la galerie vers l'arrière, un chantier de construction de tunnel présente toujours une série de phases successives (pl. 3, fig. a) décalées de distances correspondant à un certain nombre de journées de travail, mesurées de telle sorte que les phases puissent se succéder sans interruption ou chômage, mais sans se gêner ni compromettre la sécurité et la résistance des constructions et de manière à assurer le meilleur rendement. Les dispositions du plan de travail doivent donc être très judicieuses.

La galerie ne sert pas seulement au tracé de l'axe et au nivellement du tunnel, elle permet aussi de reconnaître le terrain et de prendre les dispositions nécessaires en temps voulu. Elle assure un assèchement initial du terrain; réduit les chances de coups d'eau ou leur gravité. Elle favorise l'action des coups de mine par décompression préalable du terrain. Elle permet de multiplier les chantiers d'abatage, en plusieurs points d'une galerie assez longue. La section de la galerie varie de 4 à 9 m², selon le terrain et la longueur du tunnel. On distingue les galeries de base et de faite.

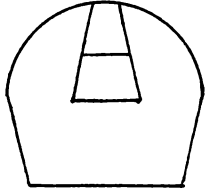
La galerie de base a l'avantage de permettre la pose immédiate et presque définitive des voies de service, des fossés d'assèchement, des canalisations



d'eau, air comprimé, électricité, vapeur, ventilation, etc. Elle reçoit donc généralement une assez grande section.

Mais une galerie de faîte est généralement plus avantageuse, sinon indispensable pour le déblai sous la voûte.

On combine généralement les deux, soit en s'élevant par des puits, de la galerie de base vers le faîte et en faisant partir de ces puits une

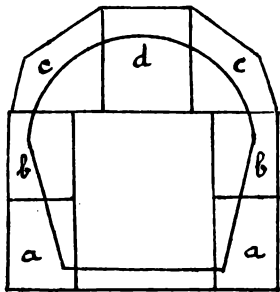


galerie de faîte, soit en faisant suivre à courte distance en arrière du front de la galerie de faîte une galerie de base

reliée par puits avec la première, ou une galerie intermédiaire qui peut s'établir immédiatement sous la ga-

lerie de faîte et joue dans certaines méthodes d'exécution le même rôle qu'une galerie de base. L'évacuation des déblais d'une galerie

de faîte qui est, sinon difficile, se fait par descente dans les wagonnets circulant dans la galerie de base, en dessous des puits.



les longs tunnels, on peut multiplier les points d'attaque, si possible par des puits verticaux partant de la surface lorsque la

profondeur est faible, ou bien par des galeries latérales à flanc de collines. Pour les longs tunnels alpins, on

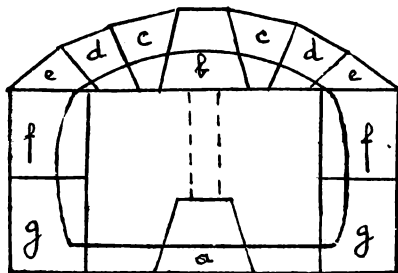
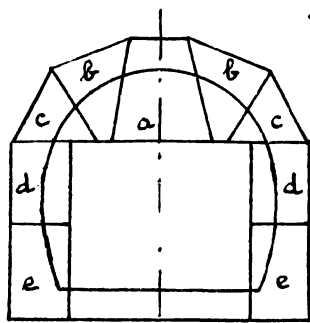
creuse parfois une seconde galerie parallèle, mais qui sert surtout pour la circulation et est peut-être, en

exploitation, utilisée pour la ventilation et le drainage. Ordinairement, il n'y a que deux attaques

progressant à la rencontre l'une de l'autre. Pour les petits tunnels (aqueducs, etc.) on déblai-

toute la section en une fois, sans galerie d'avancement. Ensuite, on exécute le revêtement

à la manière ordinaire, en commençant par

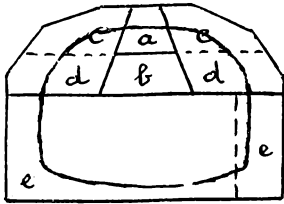
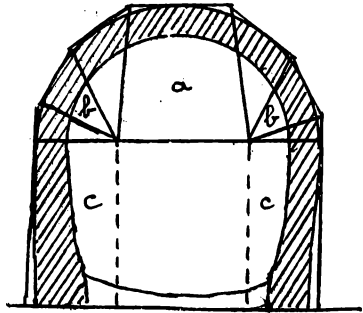


les piédroits et le radier, s'il existe.

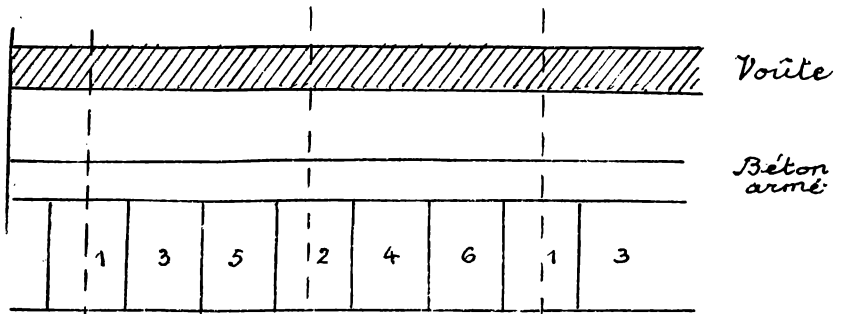
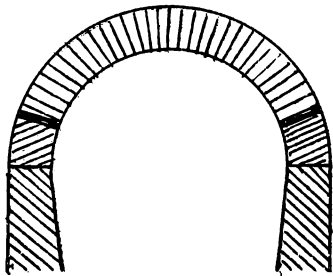
Pour les grands tunnels, les dispositions des galeries, le mode d'élargissement de la section et d'exécution des revêtements donnent lieu à

plusieurs méthodes dont les limites ne sont pas toujours très nettes et dont les modalités d'application peuvent être variées suivant les terrains.

1.. Méthode allemande (qui, d'après certains auteurs, serait d'origine française). Consiste à déblayer, par galeries successives un espace en forme d'U renversé réservant dans le centre de la section du tunnel un noyau ou strosse qui sert d'appui aux boisages et cintres. On construit



ensuite le revêtement en commençant par les piedroits, puis on déblaie le strosse et on établit le radier éventuel. L'attaque peut se faire selon les circonstances :



en partant des deux extrémités de l'U : 2 galeries de base.
 " " du sommet de l'U : galerie de faite.

en établissant une galerie de base dans l'axe et au-dessous, une galerie de faite. Cette méthode paraît la plus avantageuse pour les transports, mais elle n'est possible que pour les tunnels larges (double voie).

La méthode allemande a comme inconvénients pour les tunnels à une voie, l'étroitesse du chantier, qui rend difficiles les transports, la ventilation, l'évacuation d'eau, etc.. et augmente le prix d'exécution des terrassements et de la maçonnerie. Elle ne peut convenir pour les très longs tunnels. L'appui des boisages sur le strosse n'est pas sûr et peut donner lieu à des tassements en cas de forte poussée. La construction du radier s'effectue en dernier lieu après déblai du strosse ; les piedroits doivent donc pouvoir résister aux poussées par eux-mêmes.

Avantage : le déblai du strosse, qui représente une grande fraction

du cube total, est économique. La méthode convient mieux pour les grandes sections; la galerie centrale est recommandable.

2. Méthode belge. (pl. 4 à 6). - Dans la méthode belge, on déblai d'abord progressivement l'espace compris sous la voûte jusqu'aux naissances, puis on maçonne la voûte qui repose sur le terrain. Ensuite, on creuse en sous-œuvre l'espace pour les piédroits, de manière à éviter les tassements. On déblai ensuite le strosse et construit le radier éventuel.

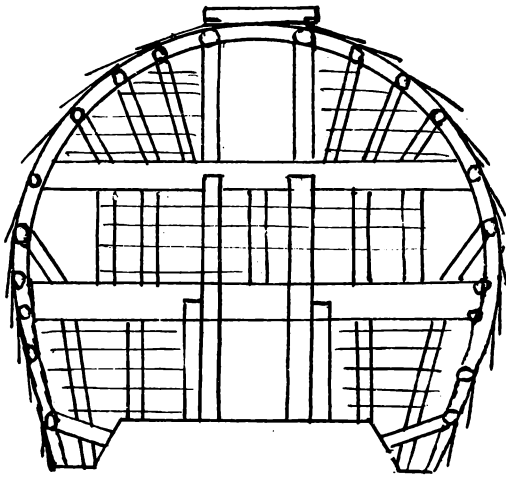
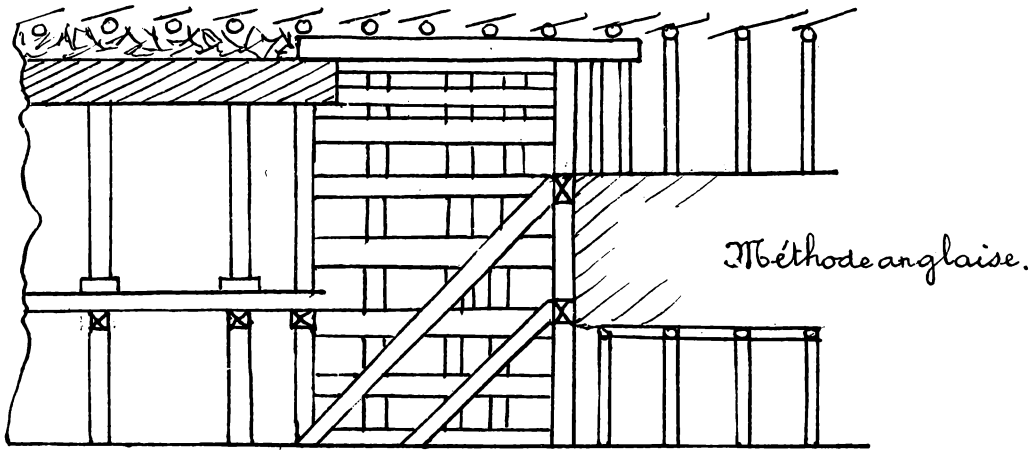
On commence toujours par une galerie de faite, en-dessous de laquelle il est avantageux de faire suivre, à peu de distance en arrière, une galerie moyenne d'évacuation et de transport qui, étant donné le mode d'exécution, joue le même rôle qu'une galerie de base.

Avantages. Avancement rapide, la voûte suit l'avancement à courte distance, réduction des boisages, ventilation et transports faciles. Le déblai du strosse important est économique.

Inconvénients. - La voûte est exposée à des tassements, surtout pendant la construction des piédroits en sous-œuvre, qui est délicate. Le radier ne vient qu'en dernier lieu, les piédroits doivent donc pouvoir résister aux poussées, qui sont toutefois équilibrées en grande partie par la poussée de la voûte. En terrain peu résistant pour parer à ces inconvénients, on constitue les retombées de la voûte par deux fortes poutres continues en béton armé. On effectue la construction des piédroits en sous-œuvre par des piliers étroits assez espacés; on évite, de la sorte, l'étaçonnage de la voûte qui provoquerait infailliblement des tassements. Avec les voûtes construites en bon béton, le tassement est peu à craindre. La liaison des anneaux est suffisante; l'armature longitudinale des retombées est superflue. Il faut éviter d'ébranler la voûte par des coups de mine pour le déblai des piédroits en terrain dur. Moyennant les précautions indiquées, la méthode est applicable en terrain meuble, s'il n'y a pas trop de poussées latérales.

3. Méthode anglaise. - (pl. 8). - Dans la méthode anglaise, on déblai toute la section du tunnel par courtes passes (3 à 6 m), dont on maçonne tout le revêtement avant d'entamer la suivante. Il y a donc une grande section frontale qui doit, en cas de poussée, recevoir un masque complet fortement étan-

[sonné.]



Alors que dans les deux méthodes précédentes, le coffrage se compose généralement de planches ou pièces en béton moulé reposant sur des cadres transversaux, dans la méthode anglaise les planches sont transversales et reposent sur de fortes longrines qui prennent appui sur la voûte de l'anneau précédent

et sur le masque frontal. La section est donc tout-à-fait dégagée. Généralement on part d'une galerie de base que suit, à courte distance, une galerie de faite à laquelle on accède par des puits. L'élargissement s'effectue sur toute la longueur d'un anneau à partir de la galerie de faite vers le bas.

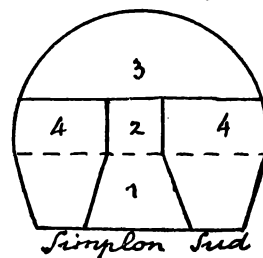
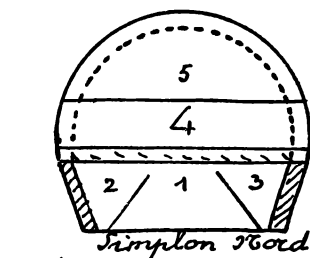
Avantage. - Chantier vaste; transport et ventilation faciles, exécution aisée des terrassements et de la maçonnerie, qui est commencée par les piédroits et peut être effectuée en une opération dans la section entière.

Inconvénients. - Grande section du masque frontal, exécution difficile des boisages et existence d'un grand vide au-dessus de la maçonnerie à cause des boisages, agrandissant le cube des déblais et exigeant un blocage soigné; la majeure partie du bois est abandonnée. Cette méthode exige un excellent terrain.

4. Méthode autrichienne (pl. 9). - La méthode autrichienne est, en somme, dérivée de la méthode anglaise et basée sur le même principe, mais elle cherche à rendre l'avancement du déblai indépendant de l'exécution des anneaux de maçonnerie, de manière à permettre le travail simultané des mineurs et des maçons. Pour cela, il suffit d'employer des planches longitudinales appuyées sur des cadres transversaux. Le cube de bois est élevé et la stabilité est précaire à cause de la forte poussée frontale.

Il est préférable d'établir des boisages selon la méthode anglaise sur de fortes longrines, qui reposent à leur tour sur des cadres transversaux d'extrémité et intermédiaires, éventuellement métalliques. Les passes peuvent atteindre des longueurs de 10 m. Ces boisages sont économiques et peuvent être, en grande partie, réemployés car ils se laissent assez facilement enlever (longrines et cadres) pendant l'exécution de la maçonnerie. Il n'y a donc pas de grands vides derrière la maçonnerie. Pour cette raison, cette méthode est presque partout préférée à la méthode anglaise, qui n'est plus guère employée dans sa forme initiale. C'est la méthode moderne des grandes percées de montagne (Arberg, Basis (Suisse), etc.). Plusieurs anneaux sont en confection simultanément dans des stades différents.

§ 5. Méthode de l'abatage en gradins et par grandes brèches.



H.B. - La partie 2 peut faire défaut (Tunnel de l'Albula)

Dans les longs tunnels alpins, l'aérage joue un rôle important, à cause de la température élevée des roches. Or, l'aérage des galeries de faite par les puits est souvent très difficile et insuffisante si la température est très élevée. On emploie alors l'abatage en gradins, soit, comme dans la majeure partie du Simplon, en élargissant la galerie de base sur toute la largeur

du tunnel. On construit alors les piédroits, puis on établit entre ces piédroits et reposant sur eux, un plancher de travail, pour déblayer une seconde tranche de toute la largeur. On termine par une troisième tranche (Simplon Nord). Au Simplon Sud, on a élevé de distance en distance des puits partant de la galerie de base. Au lieu d'en faire partir des galeries de faite, on construisait des rameaux de faite en élargissant sur toute la voûte. Puis on abattait l'espace pour les piédroits, sans strosse.

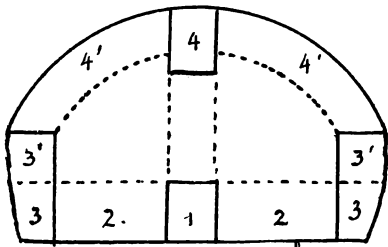
La dernière méthode permet la multiplication des chantiers, mais la première est plus sûre, notamment s'il y a des poussées, car on peut aisément étançonner les maçonneries élevées au fur et à mesure de la construction des gradins, éventuellement même au moyen d'une voûte provisoire que l'on supprime après voûtement complet. C'est le système Prot, opposé complet de la méthode belge, appliqué notamment au tunnel Christina, sur la ligne Foggia - Naples.

§ 6. - Comparaison des méthodes. Les méthodes belge et allemande sont les plus sûres, à cause du grand strosse et de l'abatage progressif. Elles conviennent dans les terrains à forte poussée moyennant des précautions particulières. La méthode belge a, en outre, l'avantage de constituer très vite la protection de la voûte. Elle est la plus économique et la plus favorable, à cause de la faible consommation de bois et de l'avancement rapide. Elle convient dans presque tous les terrains, non brûlants ni aquifères, bien entendu. Il est avantageux de la disposer avec une galerie de base. Elle convient mal pour les très longs tunnels dans toute leur étendue, à cause de la difficulté d'aération des longues galeries de faite.

La méthode allemande, quoique très sûre, est peu employée, à cause des difficultés d'aération et de travail. Elle ne convient que pour les ouvrages courts. Elle peut s'employer avec avantage dans des circonstances spéciales, notamment dans la traversée des agglomérations bâties, pour réduire les tassements au minimum. C'est une forme très appropriée de la méthode allemande que l'Entreprise Fougerolle a employée pour la construction du tunnel du Cinquantenaire à Bruxelles (ligne Schaerbeek-Hal),

dans le sable lédien décalcifié (pl. 7). La galerie d'avancement est une galerie axiale de base. Des rameaux transversaux permettent le creusement de 2 galeries de base latérales, pour le bétonnage des piédroits, qui sont aussitôt élevés jusqu'aux naissances.

En arrière, des puits conduisent à une galerie de faite, qui est élargie par rameaux pairs et impairs, creusés et remplis successivement de béton pour former la voûte, dont les cintres reposent directement sur le strosse. En attendant le clavage définitif, les 2 tronçons de voûte sont serrés par des clefs en béton armé engagées dans le béton. Les coffrages de soutènement des terres étaient constitués de pièces moulées en béton. Les diverses phases



étaient décalées les unes par rapport aux autres de quelques journées de travail, de sorte que le béton des piédroits avait déjà suffisamment durci lors du bétonnage des anneaux de voûte.

La galerie de base est l'unique voie de transport pendant l'avancement des travaux. Pour terminer, on déblaye le strosse et on construit le radier. La planche n° 7 indique, en détail, la disposition (Voir Annales de l'A. J. G., 1^{er} fasc. 1926).

Pour le tunnel du Bois de la Cambre à Bruxelles, sur la même ligne, on a employé la méthode belge, perfectionnée pour la majeure partie du percement selon une disposition inspirée de la méthode Fougerolle précédente. À l'abatage ordinaire en couronne, on a substitué l'abatage par rameaux de voûtes pairs et impairs. Les boisages sont beaucoup moindres. Les affaissements, qui atteignent jusqu'à 1 m. en surface par la méthode ordinaire, ont été réduits à 0,10 et moins. Dans la méthode belge, après la construction des piédroits et avant le déblai du strosse, on peut, en cas de fortes poussées latérales, consolider le revêtement par des anneaux de radier, au moyen de brèches ou de rameaux transversaux, analogues à ceux de la méthode Fougerolle. Ce dispositif a été employé, où c'était nécessaire, à la cuvette Nord du tunnel du Roove (voir A.P.C. 1923).

La méthode autrichienne est la méthode moderne de grandes percées, à cause des facilités de transport et d'aération. Elle permet de travailler dans

des terrains à poussée latérale, le radier pouvant être construit avec l'ensemble du revêtement. En cas de hautes températures, pour faciliter l'aération, l'abatage d'élargissement se fait en gradins. Lorsque l'on élargit la section d'une manière continue à partir des galeries, la longueur de la galerie d'avancement est minimum. En terrain dur, lorsque l'on procède par grandes brèches isolées formant anneaux ou par puits ascendants partant d'une galerie de base, la galerie d'avancement doit avoir une longueur suffisante pour permettre l'établissement du nombre de chantiers compatible avec les possibilités de transport et l'organisation générale du travail. D'ordinaire, elle compte plusieurs hectomètres et parfois plus d'un kilomètre, longueur qu'il n'est cependant pas recommandable de dépasser beaucoup.

Chapitre XVI

Exécution, exploitation et entretien des souterrains.

§1. Galeries.— Les galeries sont exécutées en travail de mine et revêtues de boisages dans une mesure qui dépend des dimensions et de la nature du terrain.

Les châssis transversaux en bois ronds, assemblés par méplats, entaillés, embrèvement simple, clameaux, pointes et colliers, comportent un à plusieurs éléments suivants : chapeau, montant, semelle (pl. 10). La forme est généralement trapézoïdale. La distance des châssis dépend du terrain ; ils peuvent être jointifs. On entretoise les pieds et têtes des montants par des longrines et parfois encore par des poussards intermédiaires ou par des tirants métalliques. Sur les chapeaux et montants des châssis, parfois aussi sous les semelles, reposent les planches de coffrage, enfoncées dans le terrain au fur et à mesure de l'avancement et posées à recouvrement. Elles sont bien serrées entre elles et sur le sol, au moyen de coins. Enfin, en cas de besoin, le front d'attaque lui-même est boisé au moyen de planches horizontales appuyées sur des madriers verticaux serrés par des poussards sur les montants du dernier châssis posé.

L'importance, la composition et la pose des boisages dépendent des poussées.

Dans des terrains sans poussées, pour éviter des chutes de pierres du toit, on pose parfois des châssis à coffrages incomplets. En cas de galerie qui doit rester longtemps en exploitation, on pose parfois des châssis et coffrages, appuyés sans recouvrement, après l'ouverture et en arrière du front de travail. S'il y a des poussées, les châssis et coffrages se posent aussitôt le déblai fait, et avancent avec lui. En cas de fortes poussées, les coffrages sont enfoncés à la masse avant le déblai et appuyés sur des châssis intermédiaires provisoires; le déblai s'effectue sous les coffrages, le front d'attaque étant blindé. Le blindage est avancé planche par planche. En terrain bouillant, le plafond doit être coffré. La méthode du bouclier peut être envisagée dans ce cas. On préconise des châssis métalliques réglables. Ils conviennent pour des exploitations (mines), moins pour les chantiers. Le bois est d'un usage facile.

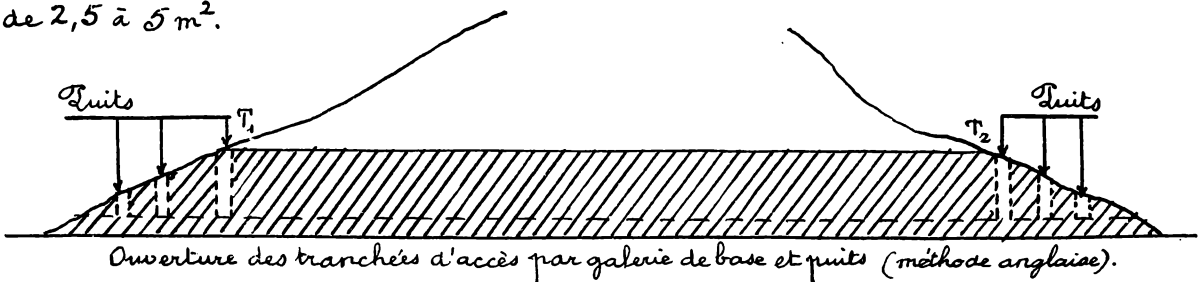
§2. Puits. Les puits reçoivent des revêtements analogues par châssis en bois ronds ou équarris et planches de coffrage verticales (pl. 11). Les divers cadres sont suspendus les uns aux autres par des tirants et attachés à un fort cadre à oreilles reposant sur le sol pour les puits peu profonds ou à une charpente de support pour les puits très profonds et en cas de nécessité. Dans le cas de puits percés d'une galerie de base vers le faite, les cadres sont maintenus à distance par des pouscards d'angle et reposent sur des châssis de la galerie de base. Dans les très profonds puits, si le terrain le permet, on fait pénétrer alternativement les extrémités des pièces des côtés parallèles des cadres dans le terrain, ou on établit, de distance en distance, de véritables cadres de support en bois ronds pénétrant dans le terrain. Les coffrages et châssis sont bien serrés contre le sol pour réduire par le frottement, le poids à supporter. En cas de besoin, les châssis sont jointifs. Pour les petits puits, on peut employer les châssis coffrants (voir Sondages). Les grands puits profonds d'extraction (6 à 18 m²) sont souvent divisés par des parois transversales en plusieurs sections (profondeur supérieure à 50 m.)

En dessous du puits, un puisard sert à recueillir les eaux qui descendent

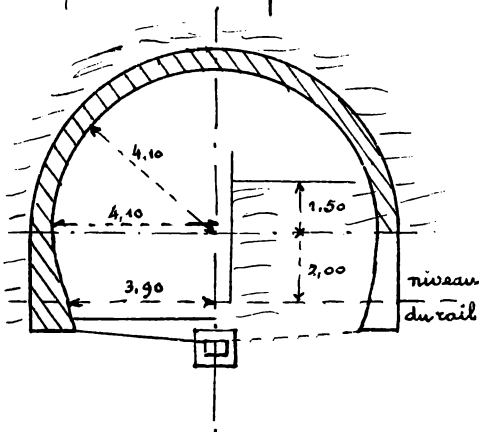
et où on les épaisse; il doit être sous le fond de la galerie. En cas d'humidité, on fait précéder le puits à grande section d'un petit puits formant puisard. En cas de terrain très mobile, on procède par fonçage d'un puits lesté, à l'air comprimé ou par congélation (Voir Fondations).

Consommation de bois par mètre de tunnel à double voie		Trise (selon cours)	
Nature du terrain	m ³ de bois	Bois de mine	Madriers
Très dur _____	0	25 à 30 fr. or par m ³	60 à 100 fr. or par m ³
Très dur _____	1,00		
Dur _____	2,50		
Friable _____	5,00		
Sandre _____	10,00		
Ébouleux _____	25,00		
Boulant _____	50,00		

§3. Accès. Les attaques se font principalement par les extrémités. On emploie parfois les puits pour exécuter le déblai des tranchées d'accès par la méthode anglaise, ce qui permet d'entamer la galerie de base dès le début des travaux. On distingue alors les puits pour le personnel et les matériaux, de grande section et munis d'échelles, de 2,5 à 10 m², distancés de 50 à 100 m. et les puits de descente des déblais, disposés tous les 10 à 20 m, de 2,5 à 5 m².



Les puits partant de la surface pour ouvrir de nouveaux chantiers ou pour assurer les accès, les transports, la ventilation et l'épuisement ne se font qu'une fois que si la surface est très voisine (souterrains urbains). On préfère généralement, si c'est possible (tunnel à flanc de coteau) des galeries transversales partant des flancs de la colline et qui facilitent beaucoup le travail, l'aération et l'assèchement. Dans les grands tunnels alpins, comme le Simplon, p. ex., on construit deux tunnels parallèles à voie unique. En cours de construction, l'un d'eux n'est d'abord construit qu'en



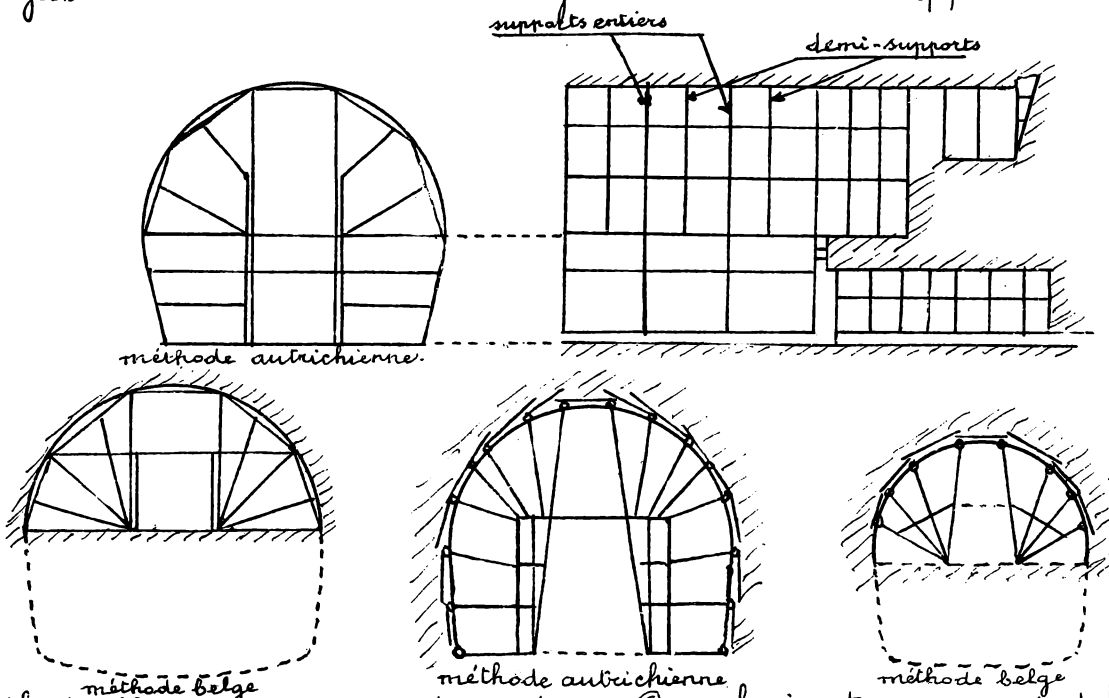
En cours de construction, l'un d'eux n'est d'abord construit qu'en

grande galerie (3,20 x 2,40) relie de distance en distance (tous les 200 m) à l'autre tube en construction, pour faciliter les transports et l'aération; il permet aussi d'exécuter des travaux de secours en cas d'accident.

Le second tube est construit après, lorsque l'accroissement du trafic l'exige. Les frais du double tube étant supérieurs de 15 à 20% à ceux du tunnel à double voie, on a proposé l'emploi de celui-ci pour les grands tunnels alpins avec une galerie permanente d'assèchement et de ventilation sous le plafond du tunnel. Ce système ne semble pas encore avoir été appliqué. Il avait été envisagé pour le Sotchsberg qui a été construit à simple voie mais avec possibilité d'élargissement ultérieur à double voie par déblai d'un strosse latéral. Dans le tunnel du S^t Gothard, on a aussi construit le tunnel à simple voie susceptible d'élargissement, mais il faut déblayer des 2 côtés, ce qui est moins favorable.

§ 4. Élargissement et boisage des sections.. (pl. 11 et 12).

L'exécution de la fouille pour le revêtement peut se faire par rorneaux et galeries avec maintien d'un très grand strosse dans l'application de la mi-



thode allemande aux grandes sections. Ces galeries et rorneaux sont boisés comme la galerie d'avancement. Il n'y a pas de grandes charpentes de support ni de grands cintres; il ne faut que quelques coffrages pour la maçonnerie des pénétrants.

Dans la méthode allemande avec strosse moyen, dans les méthodes

belge et autrichienne, on élargit la fouille latéralement en partant des galeries de faite et de base de manière à ouvrir la totalité ou une grande partie de la section du tunnel. Il faut alors soutenir le terrain par des boisages dont la disposition et l'importance dépendent de la nature du terrain et des poussées. Il existe deux systèmes principaux : 1°) les planches de coffrage sont longitudinales et reposent sur des traverses formant avec les pièces de support des pans de charpente transversaux. Ils comportent, en principe, des traverses ou chapeaux, arc-boutés suivant le profil extérieur du tunnel jusqu'au radier, des forts montants encadrant les galeries de faite et de base ou le strosse; des traverses, généralement une au niveau des naissances et une à la base ou serrelle; enfin, des poussards horizontaux sous les naissances, inclinés sous la voûte. Toutes ces pièces sont en rondins, les montants sont parfois jumelés et les longues traverses, assemblées. Des rondins longitudinaux nombreux maintiennent l'écartement entre les pans de charpente qui sont solidarisés par des longrines s'appuyant sur plusieurs châssis.

Dans la méthode belge, le déblai ne s'effectue que jusqu'aux naissances; la charpente peut être simplifiée. Il y a généralement les 2 montants centraux supportés par une forte serrelle contre laquelle prennent appui des chandelles obliques supportant les chapeaux. La solidarité est augmentée par une traverse extraordinaire dans le cas de grandes voûtes et par des liaisons longitudinales.

2°) Les planches de coffrage sont transversales et posées sur des longrines qui sont supportées par des supports formant, de préférence, des pans de charpente transversaux mais qui peuvent être décalés. En principe, ces supports sont réunis en 2 groupes de montants et chandelles, reposant sur des serrelles et solidarisés par des traverses et poussards.

Le dernier système exige moins de bois, laisse plus d'espace, a plus de stabilité longitudinale, mais la pose des planches de coffrage est plus difficile, laisse des vides et est impossible en terrain éboulé ou à forte poussée. Il s'emploie avec les méthodes anglaise, autrichienne et belge en bon terrain. Le système à coffrage longitudinal est le seul possible en cas de forte poussée

ou terrain meuble; il s'emploie avec la méthode allemande, belge et autrichienne. Dans ce dernier cas, on l'applique parfois seulement pour la voûte; pour les piédroits, on emploie le coffrage transversal.

En cas de terrain poussant, il faut un blindage de front. Par suite de l'importance des poussées qui peuvent se produire sur cette surface, l'appui sur les boisages seul paraît dangereux; on emploie des poussards inclinés indépendants (voir figure relative à la méthode anglaise.).

Une partie plus ou moins importante des boisages est abandonnée derrière la voûte, surtout avec le coffrage transversal. Les planches de coffrage sont presque toujours abandonnées. Comme elles peuvent pourrir, il en résulte des vides défavorables. Aussi, on tend à les remplacer partout où c'est possible par des pièces en béton moulées d'avance, éventuellement armées, qui forment une véritable protection de la voûte.

On a proposé des supports métalliques formés de cadres en segments assemblés, supportant des coffrages longitudinaux. Ces supports forment, en même temps, centres. Ils dégagent bien le chantier. Ils peuvent être réemployés souvent; ils conviennent donc lorsque l'on a à construire plusieurs tunnels de même type (ligne de montagnes); ils peuvent être économiques dans ces conditions. Les boisages ne peuvent, en effet, être réemployés que deux ou trois fois. Mais ils ont l'avantage de la facilité de mise en œuvre; les cadres métalliques se prêtent très difficilement aux imprévus des terrains puissants et, s'ils subissent des déformations permanentes, il est difficile de les réemployer. Les boisages doivent être étudiés de manière à s'adapter aux différentes phases, de manière qu'il faille retirer le moins possible de pièces de boisages antérieurs (voir fig. préc. : emploi de demi-cintres).

§ 5. Abatage et avancement. - En terrain tendre, l'abatage se fait par les outils de terrassement : pelles, pioches, racleurs ou grattoirs. En terrain aggloméré; le pic, le levier, les houeuses peuvent être employés, ainsi que les marteaux piqueurs à air comprimé ou les perforatrices.

Dans les roches dures, on procède à la mine par forages et explosifs.

À l'heure actuelle, on emploie principalement des marteaux pneumatiques (pour les petites galeries ou le roc tendre) et les perforatrices mécaniques plus

puissantes, à injection d'eau. On évite les longues conduites et pertes d'air comprimé par l'emploi de compresseurs électriques mobiles. A cause de l'action brutale, les avaries ou bris d'outils sont fréquents; l'entretien est grand. Dans le roc très dur, les foreuses rotatives à couronne et injection d'eau avec moteur à air comprimé pourraient peut-être donner de meilleurs rendements totaux; ils permettent notamment de forer des trous plus grands et d'avoir des abatages plus considérables, si la solidité du terrain le permet (vitesse 200 à 300 tours/'). Ils conviennent aussi pour effectuer les sondages à grande distance en avant du front, pour la reconnaissance du terrain et son assèchement éventuel.

Dans les terrains très tendres et les tunnels courts, le forage à main peut encore être économique ou bien le forage électrique percutant, à cause de la simplicité d'installation (type Siemens Halske, 500 coups/').

Dans le percement du St. Gothard, du Simplon, de l'Arberg (Ouest), du tunnel de Tauern, on a employé des machines rotatives lentes à eau sous pression (type Brandt). Vitesse 5 à 7 t/', pression 50 à 150 atm., pression sur la roche 15 T. Ce type semble périmé.

Les machines sont montées par groupes sur chariots ou de préférence sur colonnes à vis. Il y a une tendance à généraliser l'emploi des machines légères sur affûts, à frappe très rapide (2000 coups par' et davantage).

Les mines se tirent simultanément sur tout le front d'attaque. En galerie, le nombre de mines dépend de la grandeur et de la nature du terrain. Généralement, il y a une mine du groupe de mines central et un groupe de mines périphérique, parfois un groupe de 4 mines intermédiaires. Les trous reçoivent une inclinaison variant de 0 à 20° sur l'horizontale, en moyenne 10° de manière à converger vers l'arrière. Le ϕ varie de 40 à 80 mm., la profondeur de 1,20 à 2,00 m. Les dimensions inférieures correspondent à la perforation percutante; les plus grandes à la perforation rotative. Les trous grands et profonds ont l'avantage d'une plus grande division de la roche et d'une plus grande projection qui facilite et active le déblai, ce qui est un grand avantage. On détermine, par l'expérience, les dispositions les plus convenables (qui peuvent d'ailleurs varier dans

un même travail avec la nature des roches) de manière à abattre toute l'étendue du front sur la profondeur des forages. Pour la raison indiquée ci-dessus, on emploie des charges assez fortes; le supplément de consommation d'explosif est compensé par un avancement plus rapide.

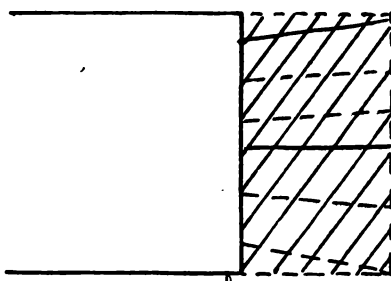
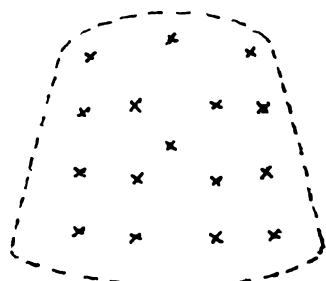
Longueurs de trous de mines en m. par m³ de déblai pour la galerie d'avancement:

en terrain très dur :	2,50 - 4,00
" " dur :	1,30 - 3,00
" " facile :	0,50 - 1,50

Pour l'élargissement sous la voûte: 40 à 50% des long. précédentes.

Pour l'élargissement complémentaire: 20 " 30% " " "

En moyenne, pour la section totale: 50 " 60% " " "



Consommation moyenne d'explosif par m³ de galerie d'avancement.

terrain très dur	3.. à 5,00 kg. de dynamite.
" dur	1,50 " 3,00 " " "
" moyen	0,80 " 1,50 " " "

Pour l'élargissement sous la voûte, 40 à 45% de ces quantités.

" " complémentaire, 20 " 30% " " "

" la section totale en moyenne, 40 " 45% " " "

Il faut cependant craindre d'ébranler le terrain d'une manière excessive et d'endommager les constructions déjà effectuées, par exemple, la voûte si l'on emploie la méthode belge. Les explosifs doivent être brisants; il faut aussi éviter les gaz délétères. Les cartouches à l'air liquide paraissent très appropriées.

L'avancement est variable et dépend de la nature de la roche, du matériel, des dispositions pour le déblai et le transport. L'avancement du forage est de 4 à 8 cm. par' selon la dureté de la roche. Avec 4 ou 6 machines, il faut environ 2 heures pour le forage. Si le déblai se fait en même temps,

pour la charge, bourrage et mise à feu des mines (1 heure) et les temps perdus pour le repli, aération, etc.. (1 heure). On peut donc à trois parties, avancer par jour à chaque front d'attaque de 6 volées de 1,10 m. en moyenne, soit 13,20 m. par jour. C'est l'avancement maximum qui a été réalisé au Lötschberg, en 1907, avec des perf. pneumatiques. L'avancement moyen, y compris les arrêts, a été de 9^m, 20 par jour pour une galerie de 7 m². Cet avancement n'a pas été dépassé en Europe et semble voisin de la limite.

En terrain ébouleux, où les terrassements se font à la main, l'avancement ne dépasse guère 2,00 m. en moyenne par jour et front d'attaque. Ce résultat peut être dépassé avec le bouchier (3,20 m. par jour à Paris), des avancements exceptionnels localisés de 6 à 9 m. par jour peuvent être réalisés (collecteur de Clichy, extra-mine : moyenne 5,45, max. 9.10).

Temps réel des opérations réalisées dans les tunnels du :

	Simplon-Nord (19.770)	Simplon-Sud	Lötschberg-Nord (14.605)	Sud
Forage	1,25' - 3,20'	1,30' - 3,20'	1,3' - 1,6'	1,9' - 2,6'
Chargement des déblais	1,40' - 2,25'	1,00' - 1,30'	2,1' - 2,7'	3,0'
Aération, etc..	0,55' - 1,10'	1,00' - 1,30'		
Total d'une volée	4,15' - 6,40'	4,00' - 5,50'	3,6' - 4,5'	5,0' - 5,7'

Dans le tunnel de Hauenstein - Basiss (Suisse), 3134 m, (1912-1915), le temps d'une volée a été de 3 h. en moyenne.

Nombre moyen de journées d'ouvriers par m³ de déblai de la section totale:

Terrain très dur	3,70 à 7,00	} Gravier	0,50	
" dur	1,90 " 3,70		Terrain tendre	0,25
" moyennement dur. 1,30 " 2,50			" bouillant.	0,16
" roc friable.	1,33			

Pour les trois premiers terrains, les quantités s'élèvent à 250% pour les galeries, 135 à 150% pour l'élargissement sous la voûte et 60 à 75% pour l'élargissement complémentaire.

Avancements moyens (pour avant-projets) par mois et par front.

	Forage à main		} 20 à 40	Forage mécanique.	
	Tunnel	Tuits		Galeries	
Terrain très dur	10 - 15 m.	5 - 10	}	20 - 40	1 perf.
" dur	15 - 25 m.	10 - 15		40 - 80	2 perf.
" friable	25 - 60 m.	10 - 20		80 - 120	4 perf.
" tendre	15 - 30 m.	5 - 10		150	6 perf.
" bouillant	5 - 8 m.	2 - 5			

§ 6. Charge et transports. Dans les terrains tendres, la charge se fait au fur et à mesure de la fouille et ne présente rien de particulier. Il faut veiller à une succession rapide des wagonnets. Cependant les pierres peuvent être utilisées pour le boisage. Avec le bouclier à air comprimé, on peut employer le transport hydraulique.

Dans les travaux à la mine, une question importante est celle d'activer la charge, de sorte que le forage puisse être repris le plus tôt possible. Comme il ne peut y avoir qu'une voie au front d'attaque, il faut la laisser libre le plus possible. On préfère donc la fixation des perforatrices sur colonne, qui peuvent être mises en place avant l'achèvement de la charge. Les machines de charge : petites pelles mécaniques (Armstrong) à air comprimé, chargeurs genre Clère ont aussi l'inconvénient d'encombrer le chantier et d'occuper la voie. Ils ne donnent généralement pas plus satisfaction que les dispositifs spéciaux utilisant des petits wagonnets spéciaux de faible capacité ou à caisses amovibles, que l'on transborde en arrière, par le moyen de rampes fixes ou amovibles ou de palans, dans le train d'évacuation. Le moyen le plus simple et le plus satisfaisant consiste à creuser le plus près possible du front d'attaque, une voie d'évitement sur laquelle se gare le train vide; les wagonnets sont amenés un à un, chargés et réformés en trains sur l'autre voie. On emploie une équipe de terrassiers aussi forte que possible, de manière à pouvoir éventuellement charger plusieurs wagonnets simultanément.

Les transports se font sur voie de 0,50 à 1,00 d'écartement. On emploie des wagonnets à caisse ou plateforme, plus allongés et étroits que dans les terrassements ordinaires. Les wagonnets à basculement latéral sont rarement employés en galerie : ils sont dangereux. On peut les employer dans le tunnel pour l'apport des matériaux. Les petits wagonnets basculant en tête conviennent pour le déversement par puits de la galerie de tête dans la galerie de base.

En galerie, les trains ont la capacité nécessaire pour le chargement d'une volée. La traction est mécanique et se fait de préférence par des locomotives à air comprimé (poids 10^T environ, pression du réservoir jusque 150 atm., pres-

sion de travail 15 atm). Les locomotives à essence (10 à 15 CV) sont moins favorables, à cause des gaz d'échappement; les locomotives électriques à accumulateurs sont peu économiques et ont beaucoup d'impédiments.

Généralement on constitue dans le tunnel, près de l'entrée en galerie, une gare à deux ou plusieurs voies d'évitement et de manœuvre, où l'on réunit les trains de galeries en trains plus lourds et où le matériel vide suffisant est en attente. Des locomotives plus fortes y font le service. Elles sont à air comprimé (30 t, Tunnels du Mont d'or, du Poivre), à essence (20 à 30 CV), à vapeur avec ou sans foyer (accumulation de chaleur) ou électriques à trolley ou chariot de prise de courant.

Les transports doivent être bien organisés, à horaires fixes, avec une signalisation soignée et servis par un personnel de choix.

L'organisation du chantier, la force, la répartition et la succession des équipes, les plans de transport, etc., doivent faire l'objet d'une étude très soignée, sinon les arrêts, pertes de temps et de rendement sont fréquents.

Les transports en puits ne sont plus guère en usage; ils se font par treuils à main (petites profondeurs) ou mécaniques, dans des corbeilles ou baquets, dont il faut assurer le guidage. Les déplacements du personnel se font généralement par échelles. Les frais de transport en tunnel sont 2 à 3 fois aussi élevés qu'à l'air libre et dans les puits ils coûtent 1,5 à 2,00 fois autant que les transports en galerie.

§7. Exécution des maçonneries. Les maçonneries sont exécutées le plus vite possible, en principe, d'autant plus vite que les poussées sont plus fortes. Dans le cas de terrains très résistants et de longs tunnels, on peut cependant avoir une assez longue distance entre le front d'avancement et les premiers chantiers de maçonnerie, ce qui a l'avantage de désencombrer les chantiers.

Les maçonneries peuvent être exécutées d'une manière continue au fur et à mesure du déblaiement de la section totale; c'est la méthode qui donne le plus grand rendement des travaux de maçonnerie. Elle exige que l'on ouvre, d'une manière continue, la section totale du tunnel. Elle convient pour les méthodes anglaise, autrichienne, allemande, en bon terrain, belge

pour la construction de la voûte ; elle s'emploie aussi avec le bouclier.

Les maçonneries peuvent aussi être exécutées par anneaux (de 8 à 10 m. p. ex.) séparés par l'intervalle de plusieurs anneaux (3 ou 5 p. ex.). Les intervalles sont déblayés et maçonnés par anneaux successifs. Cette méthode convient lorsque la galerie est élargie par tronçons isolés en gradins ou grandes brèches de faite ou par puits ascendants, galeries et rameaux de faite. Le travail de maçonnerie se fait dans des conditions moins favorables, mais il faut généralement moins de centres et de boisages ; la méthode est plus sûre en cas de terrain poussant. La maçonnerie est exécutée sur cintres, qui doivent être particulièrement forts car ils doivent être capables de supporter, outre le poids de la maçonnerie, la poussée des terres, sauf dans la méthode anglaise. Ils se posent entre les charpentes de soutènement des boisages ou peuvent aussi reposer sur celles-ci, au moins partiellement, par des longrines. La disposition est particulièrement aisée dans la méthode anglaise par suite de l'absence de chassis ; les cintres peuvent être éventuellement mobiles. La maçonnerie sur cintre de terre par rameaux transversaux sous la voûte est assez particulière (Tunnel du Cinquantenaire à Bruxelles).

La maçonnerie doit être serrée aussi bien que possible contre le terrain ; les pièces de coffrage en béton moulé et l'injection de mortier sont avantageuses. Les boisages qui peuvent être enlevés, longrines et traverses ne peuvent l'être que lorsque leur fonction de soutènement est complètement assurée par d'autres dispositifs provisoires, et toujours avec précautions, par des efforts peu greifs et non violents. Les vides laissés par les pièces extraites doivent être soigneusement remplis de blocages bien serrés. Les matériaux sont apportés par des trains spéciaux, selon l'organisation générale des transports. Les travaux de maçonnerie doivent être bien surveillés et exécutés avec le plus grand soin. On emploie le plus souvent le béton, actuellement. Dans les grands tunnels, le transport du béton par l'air comprimé peut être avantageux. Voir Eug Neus Record, 31 juillet 1913. Boudet: Percement du Mont Blanc. Les constituants du béton, y compris l'eau, sont introduits dans un appareil mélangeur-

transporteur analogue à celui du canon à ciment et poussés par l'air comprimé dans une conduite de convoyage de 100 à 200 $\frac{m}{m}$ de ϕ . La distance de transport peut atteindre 600 m. dans chaque sens avec un transport de 6 $\frac{m^3}{h}$, qui peut être porté à 40 $\frac{m^3}{h}$ pour une distance de 30 m. La consommation d'air comprimé à 6 ou 7 atm. (pression des perforatrices) varie d'environ 40 à 8 m^3 par m^3 de béton entre ces cas extrêmes. Le transport se fait par pulsations, le béton est projeté avec force, à la sortie du tube, dans le coffrage et ne doit donc plus être damé. Le rapport du volume de maçonnerie au déblai total, varie de: 25 à 45 % pour les tunnels à voie unique,
17 à 37 % " " " " " double.

Le prix du m^3 mis en place est d'environ 35 à 40 frs or pour les moëllons débrutés.

50 " 55 " " " les klinkaert (briques)

65 " " " les moëllons taillés.

100 " " " les pierres d'appareil

50 " " " le béton.

90 " " " le béton armé.

§ 8. Assèchement, ventilation, réfrigération. La ventilation et la réfrigération sont des opérations d'importance capitale pour les longs tunnels. L'air est nécessairement vicié dans les tunnels, bien que les émanations de gaz nuisibles naturels soient peu fréquentes. Il faut réduire la viciation par l'éclairage électrique et l'emploi d'explosifs appropriés (air liquide), de moteurs à air comprimé, etc... La chaleur, surtout humide, contribue à vicier l'air. La température ne peut pas dépasser 30° dans l'air sec, 25° dans l'air humide. Il faut donc, dans les grands tunnels, veiller à assurer, à la fois, de bons assèchements, ventilation et réfrigération. La température s'élève au fur et à mesure que l'on pénètre dans le sol. On appelle degré géothermique, la profondeur correspondant à l'accroissement d'un 0 cent. de la température. La conductibilité des roches et le refroidissement de la surface jouent un grand rôle. Degré géothermique moyen: 31 m. (deuba), 32 à 37 m (de Lapparent), 33 m. (de Launay). Selon des expériences, le degré géothermique varierait, selon certains, en proportion de la racine carrée de la profondeur. Des formules empiriques ont été pro-

posées pour la prédétermination des températures (voir Boudet: Le percement du Mont-Blanc). Elles ne peuvent que renseigner sur un ordre de grandeur probable car des circonstances diverses : sources froides ou thermales, neiges, pluies, etc..., exercent des effets locaux sensibles. Les températures doivent faire l'objet d'observations constantes, par des sondages dans la roche, ainsi que pour l'eau et l'air. Au Simplon, on a observé des temp. max. de 56°.

Dans les petits tunnels, de 200 m. de long, au max., on peut compter sur la ventilation naturelle. Pour des longueurs modérément plus grandes, on peut ventiler par des puits, dont le tirage peut être activé par un foyer placé à la base de la cheminée.

Dans les grands tunnels, il faut ventiler mécaniquement. On emploie généralement des ventilateurs centrifuges qui sont toujours à commande électrique s'ils sont placés dans le tunnel même. Ils travaillent par refoulement. Pour la ventilation seule, il faut 1 à 2,5 m³/" d'air en galerie, 2,5 à 7 m³/" en tunnel à la pression de 250 mm à 500 mm d'eau.

Pour la réfrigération, il faut 40° environ 30 m³ d'air/" ; on peut envisager des consommations jusqu'à 50 m³/" (Simplon). On dispose alors des ventilateurs puissants à l'entrée du tunnel ; l'air est conduit par des conduites métalliques à parois minces, mais très étanches (joints et supports soignés).

Les diamètres varient :

en tunnel achevé	de 700 à 1200 mm.
en chantier large	de 400 " 600 "
en galerie	de 300 " 400 "

En tunnel achevé, on peut maçonner une cloison transversale et isoler ainsi un conduit maçonné étanche de grande section (Löttschberg, 2 canaux de 6,30 m²). Les conduites peuvent être posées aussi dans une galerie latérale (Simplon) ou sous le plafond. Très des chantiers, des conduites répartissent l'air aux points où il est nécessaire ; parfois on y branche de petits ventilateurs électriques secondaires. La ventilation par aspiration est abandonnée.

Les machines à air comprimé : perforatrices, locomotives, etc., ont le double avantage de ne pas vicier l'air mais, au contraire, de contribuer à la ventilation.

6 perforatrices donnent $0,3 \text{ m}^3/\text{''}$ d'air à la pression atmosphérique, une locomotive $0,35 \text{ m}^3/\text{''}$ env. L'air fourni par les perforatrices et les locomotives d'air comprimé ($100 \text{ à } 150 \text{ m}^3/\text{''}$) suffit pour la ventilation des tunnels de moins de 3000 m.

Pour la réfrigération, on peut refroidir l'air. Lorsque la température dépasse sensiblement 40° , la réfrigération par l'air ne suffit plus. Il faut pulvériser de l'eau sous forte pression, au Simplon environ 80 litres/ '' à la pression de 22,5 atm. et à la temp. initiale de $18 \text{ à } 20^\circ \text{ cent}$.

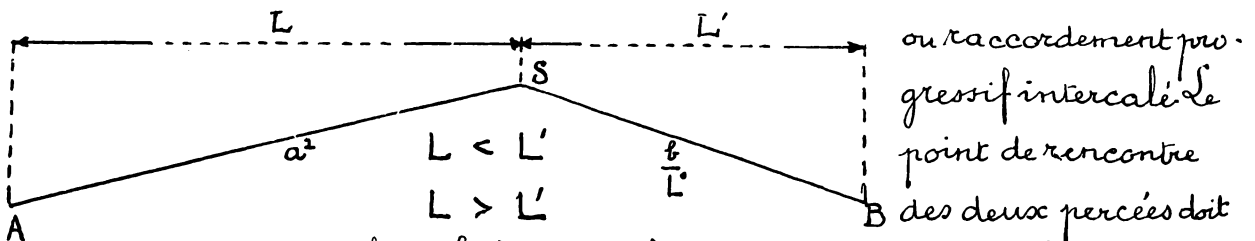
Comme les perforatrices hydrauliques ne consomment qu'une litre par seconde de temps de travail, elles ne peuvent apporter qu'un concours très modéré à la réfrigération.

L'eau ainsi introduite dans le tunnel et les eaux de suintement des sources doivent être évacuées très soigneusement.

Les quantités d'eau à évacuer dépendent de la nature du terrain, perméable ou non. Dans les roches, les fissures, cavités, failles, surfaces de stratifications peuvent amener des eaux. Elles dépendent aussi du bassin hydrographique, des quantités de pluie, de la configuration et de la nature de la surface (cultures, forêts) et des cours d'eau de surface ainsi que des eaux souterraines. Il est indispensable d'assurer un bon drainage de surface: mares, fondrières, etc..., pour écarter de la zone d'influence du tunnel, toutes les eaux superficielles, détourner les ruisseaux, capter les torrents, sources, etc.; drainer les terrains aquifères, obturer les émergences perméables, etc..

Dans des circonstances favorables, les quantités d'eau de suintement à évacuer s'élèvent de 1 à $30 \text{ m}^3/\text{h}$, donc jusque près de 10 litres/ '' , soit moins que les quantités d'eau introduites éventuellement pour les perforations hydrauliques et la réfrigération des tunnels profonds.

Les souterrains sont donc presque toujours humides pendant leur exécution et il importe, pour réduire la gêne qui en résulte, d'évacuer sûrement les eaux par des fossés ayant une section et une pente suffisantes. Généralement, au fur et à mesure de l'avancement des maçonneries, on exécute l'aqueduc définitif, dont nous traitons ci-après. Si on exécute le tunnel des 2 côtés à la fois, il en résulte que le tracé doit être en dos d'âne. C'est le tracé général des grands tunnels, avec un léger palier



se trouver dans ce palier. Si l'un des chantiers est en retard, il se produit un inconvénient grave, l'obligation pour éviter des retards et des pertes d'argent de creuser en descendant. On retarde ce moment en continuant la galerie de base la plus avancée en palier jusqu'à ce qu'elle s'élève au niveau de la galerie de faite de l'autre, mais, au delà, il faut creuser en pente. Le travail est alors gêné par l'eau qu'il faut refouler par des pompes jusqu'au delà de la rupture en pente, ce qui peut exiger des installations très importantes s'il se produit de fortes arrivées d'eau. Il faut parfois creuser des puits. On emploie généralement des pompes centrifuges à commande électrique; on pourrait aussi faire la commande à l'air comprimé ou employer des émulseurs. Ces inconvénients sont imprévisibles mais au moins faut-il faire le tracé de telle sorte que les chances qu'ils se produisent soient réduites le plus possible. Il faut donc notamment donner la plus petite longueur à la plus forte rampe où l'avancement est moindre et à celle qui, d'après les études préalables, paraît devoir donner le moindre avancement.

§9. Accidents et incidents d'exécution. Nous avons déjà indiqué que les travaux souterrains sont susceptibles d'aléas dont les conséquences peuvent être souvent graves, parfois tragiques. Parmi les plus fréquents et les plus désagréables se placent les coups d'eau, irruptions considérables et parfois violentes d'eaux souterraines, qui noient le front d'attaque et peuvent entraîner des dégâts matériels et des accidents de personne et arrêter l'avancement pendant de longs jours. Ils proviennent surtout de la rencontre de sources, froides ou thermales, de la percée ou rupture de couches imperméables contenant une poche d'eau sous pression, etc.. Sous ce rapport, l'exécution permanente de forages de reconnaissance, en avant du front d'attaque, est une précaution utile; elle permet de déceler à l'avance de fortes arrivées d'eau et parfois de les éviter par capta-

tion des sources, etc.. Ces sources peuvent être particulièrement abondantes lors de la fonte des neiges et surtout dans les roches fissurées, notamment les calcaires triasiques, ainsi que des schistes friables, des calcaires bréchiiformes, etc.. Au Simplon, des arrivées d'eau de 1200 litres par " ont été observées, des débits de 50 à 300 litres par " ne sont pas rares dans les grands tunnels.

Les accidents sont particulièrement graves s'ils se produisent, comme au Simplon en galerie descendante au delà de la crête. A certain moment au Simplon, on a obturé la galerie descendante près du front d'attaque par une forte porte en madriers traversée par la conduite de pompage, par laquelle l'eau s'écoulait par pression naturelle jusqu'au-dessus de la crête de partage, le front d'attaque étant noyé. On a continué à l'abri de cette porte l'élargissement de la section en se servant de l'eau de la galerie pour le refroidissement, pendant que l'avancement continuait par l'autre galerie. D'autres ennuis graves peuvent provenir des accroissements brusques de poussée, qui peuvent donner lieu à des éboulements et même à des dérangements dans les maçonneries déjà exécutées. Les schistes argileux friables et les schistes carbonifères donnent lieu à ces phénomènes. Les éboulements se produisent généralement au faite et peuvent se propager jusqu'en surface. Il faut redoubler de précaution dans ces régions, avancer par petites sections, renforcer les boisages en dimensions, poser les châssis jointifs et renforcer les maçonneries. Les châssis métalliques sont peu recommandables, leurs déformations peuvent être gênantes et dangereuses et de très forts boisages sont préférables.

Au Stschberg, un éboulement énorme qui combla les galeries sur 1600 m. est provenu de ce que la galerie a pénétré dans le cône de déjection d'une vallée glaciaire, que l'on supposait à plus haute altitude. On a obturé le tunnel par un mur de 10 m. d'épaisseur et on a détourné le tracé. Le tunnel de Neudon a été, de même, envahi par une irruption de sable bouillant (Voir de Lannay, Géologie appliquée de l'art de l'Ingénieur). Les travaux de sauvetage éventuels se font par des galeries de fuite ou latérales.

En suite des fortes pressions dans la roche, il peut se produire, principalement au sein, des détachements violents de forts éclats, dangereux pour le

personnel, mais n'entraînent pas d'autres effets matériels.

Il résulte de tout cela qu'en cas de fortes pressions, il importe de constituer le plus vite possible un fort revêtement.

Les écoulements de gaz naturels seuls ou avec de l'eau : méthane, gaz carbonique, etc..., peuvent donner lieu à des explosions ou à des asphyxies; l'aération doit être renforcée.

D'une manière générale, on aura fait tout ce qui est possible pour prévenir les accidents en effectuant de nombreux et longs forages de reconnaissance.

§10.. Installations.. Rendements et prix.. En outre des installations de transport, canalisations et matériel d'exécution qui existent dans l'intérieur des tunnels, auxquelles il faut ajouter des installations sanitaires perfectionnées dans les longs tunnels, des installations fixes importantes (selon le développement de l'ouvrage) sont établies à chaque côté du tunnel. Bureaux de direction et d'étude, magasins, dépôts, ateliers, usines centrales de force motrice, station de compression d'air et d'élévation d'eau, gare de formation, chargement, réparation, etc.. Cantines, réfectoires, dortoirs, maisons pour les ingénieurs, employés et ouvriers mariés, école, hôpital, etc... Les moyens mis en œuvre doivent être puissants et les installations annexes doivent être en proportion. Il s'agit, en effet, de travaux durant parfois 5, 6 années et davantage. Pour de petits tunnels en région peuplée, les installations techniques existent avec une importance proportionnée au travail; les installations pour le personnel sont réduites aux besoins réels.

Les rendements peuvent s'apprécier d'après les données accompagnant les § précédents. D'après les ingénieurs français, notamment M^e de Séjourné, pour les tunnels de longueur modérée (< 600 m) en terrains calcaires, le prix moyen du m³ de déblai (section totale) est d'environ 5 fois le prix (p. d.) du déblai à ciel ouvert, également au prix du m³ pour l'élargissement sous la voûte. Le prix du m³ de galerie est double (10 p. d.); pour l'abattage du strosse, il est moitié moindre (2,5 p. d.)

D'après Rozika, il faut compter pour le déblai :

	<u>Salaires</u>	<u>Explosifs</u>	<u>Usure forets, etc.</u>	<u>Total frs. or</u>
en terrain très dur _____	20,00	4,5	30% du salaire	30,00
" " dur _____	10,00	2,75	25% " "	16,00
" " moyennement dur _____	7,00	1,40	18% " "	10,00
" " friable _____	5,00	0,75	10% " "	6,25
gravier _____	1,90		5% " "	2,00
tendre _____	1,00		4% " "	1,05
bouillant _____	0,70		2% " "	0,70

par m³ de section moyenne.

160% à 240% en galerie,

90% à 130% en élargissement sous la voûte,

65% en abattage du strosse.

Ces prix ne tiennent pas compte des installations, boisages et transports, dont le montant par m³ pour les très longs tunnels peut plus que doubler les prix ci-dessus. On peut admettre comme prix total par mètre courant d'un tunnel achevé à double voie

sans revêtement	1000 frs or
avec " partiel léger	1500 "
" " léger continu	2000 "
" radier partiel	2500 "
" " continu	3000 "

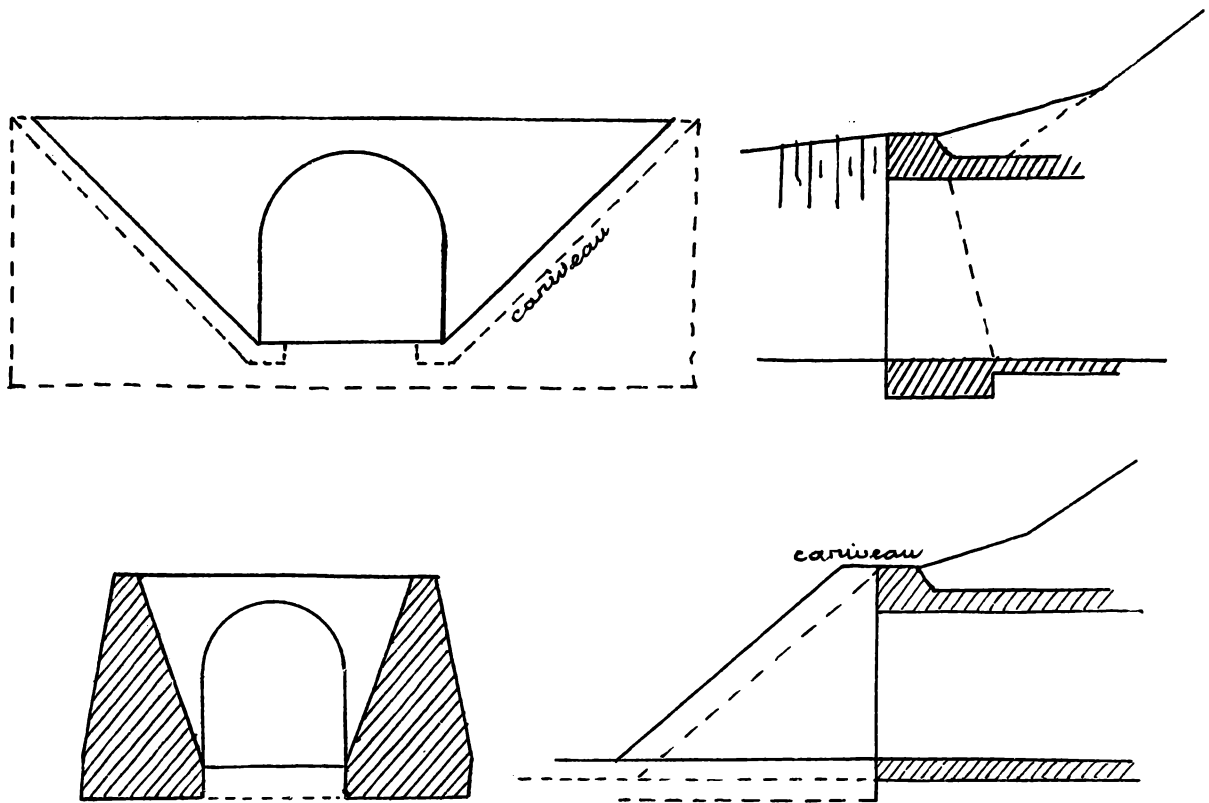
Un tunnel à simple voie coûte 60 à 70% du tunnel à double voie, la limite inférieure correspondant aux grandes longueurs, la supérieure aux petites longueurs.

Les prix ci-dessus croissent en progression géométrique de raison 1,05 par km; en moyenne, pour un tunnel de K kilomètres, le prix est de:

$$P = \frac{P(1,05^K - 1)}{0,05^K} \text{ par km.}$$

§11.- Organes accessoires des tunnels.

Les têtes reçoivent un revêtement maçonné avec murs en retour ou murs en aile pour retenir les terres du massif en arrière des talus de la tranchée et assurer les raccordements (pl. 13). Les éboulements aux têtes de tunnel sont toujours fort à craindre, aussi les têtes doivent-elles être solidement construites.



La voûte est surmontée d'un tympan qu'il n'y a pas avantage à élever beaucoup ; il est préférable plutôt que le tube fasse une saillie assez grande sur le talus, de manière qu'il puisse être adouci. Des cariveaux latéraux assurent la descente des eaux et empêchent leur stagnation au sommet du portail d'entrée.

Dans le tunnel, pour permettre au personnel de s'abriter en cas d'approche d'un train, on dispose tous les 50 à 100 m. (25 m. au métropolitain de Paris), alternativement à droite et à gauche, des niches de 2,00 x 2,00 de section et 1,00 de profondeur. Dans les très longs tunnels, on construit tous les 1000 à 3000 m. environ des dépôts de matériaux de 4,00 x 3,00 de section et 3 à 8 m. de profondeur ; on les munit éventuellement de cabines téléphoniques.

Un organe important est l'aqueduc qui, dans les tunnels à double voie est construit dans l'axe sous la voie et sur le radier éventuel (pl. 12). Dans les tunnels à simple voie, il est plus fréquemment latéral. Dans les tunnels récents à double voie des chemins de fer belges, 2 dalots latéraux assurent la continuité des fossés de la ligne, tandis qu'un petit drain central écoule les eaux du tunnel même. C'est généralement un

aqueduc maçonné à section carrée variable d'après la quantité maximum d'eau à évacuer (souvent 40×40 cm) fermé par des dalles amovibles en pierre ou béton. Il faut une bonne pente. Dans certains cas spéciaux, cet aqueduc peut prendre une importance particulière, comme dans un des tubes du tunnel de Merchweiler dans le territoire de la Sarre, où se trouve la source d'un affluent de la Sarre, le Frischbach. Une chambre latérale assure une captation de la source, dont les eaux sont conduites à l'air libre par un canal maçonné.

§ 12. Ventilation des tunnels en service. La ventilation des tunnels en exploitation est une question importante et difficile dans de nombreux cas et qui se présente sous des aspects multiples.

Dans les tunnels de chemins de fer, l'air est vicié par les gaz de la combustion dans l'exploitation à vapeur. La traction électrique simplifie le problème. Les tunnels sont souvent en lignes à forte pente, ce qui donne une grande quantité de gaz de combustion à la montée; à la descente, il y en a par contre peu. C'est donc surtout le personnel des trains montants qui peut être incommodé par les gaz. Un train avançant dans un tunnel fait office de piston, d'autant plus que la section est plus faible. Il refoule l'air devant lui avec une vitesse toujours inférieure à la sienne, mais d'autant plus voisine que la section est plus petite. La résistance du tunnel au déplacement de l'air crée une pression en avant du train qui provoque un certain débit d'air vers l'arrière entre le train et les parois du tunnel. La vitesse de ce mouvement vers l'arrière est d'autant plus grande que la pression à l'avant du train est plus grande. Cette résistance est très approximativement proportionnelle au carré de la vitesse et à la longueur du tunnel et inversement proportionnelle au diamètre. Il faut aussi tenir compte de la dilution des gaz qui est plus grande dans les tunnels à double voie qu'à simple voie. Il résulte de tout ceci que c'est surtout dans les tunnels à simple voie, en forte rampe et de longueur moyenne que les conditions sont les plus mauvaises; le train avance en quelque sorte avec l'air qui l'entoure et est donc fortement chargé de gaz toxiques. S'il y a double traction avec locomotive à l'arrière

et en cas d'arrêt accidentel dans le tunnel, des accidents peuvent se produire.

La solution rationnelle consiste donc à augmenter la surpression en avant du train de manière à assurer le débit d'air le plus grand possible vers l'arrière du train entre celui-ci et la paroi. Avant l'introduction de la traction électrique, ce résultat était réalisé dans le tunnel du Simplon par la fermeture du tunnel en avant du train, par un rideau de fer, par lequel on insufflait, en outre, de l'air sous pression. Cependant, ce système de portes présente l'inconvénient d'exposer à des accidents lors de la sortie du train du tunnel ; l'ouverture ne peut, en effet, se faire que lorsque le train approche de l'extrémité et des fausses manœuvres sont donc toujours à craindre.

Une meilleure solution est celle du système de l'ingénieur Saccardo (pl. 13), appliqué en 1894 au tunnel de Tracchia en Italie, puis à ceux de Pitteccio, de Signorino, tous à simple voie et aux tunnels à double voie de Ronco, Giovi, S^t-Gothard (Voir Revue Générale des Chemins de fer, n° 11 de 1899), Cochem, Cauern, etc... et à divers tunnels en Amérique, notamment au tunnel urbain de Baltimore. Une application en a été faite récemment en France au tunnel de Moiray. Il consiste à insuffler de l'air dans le tunnel par l'extrémité vers laquelle s'avance le train. La pression du ventilateur s'ajoute à la résistance du tunnel et forme ainsi un véritable obturateur pneumatique. La pression du ventilateur doit être simplement suffisante pour immobiliser l'air du tunnel ; le train avance alors dans un air toujours renouvelé. Après la sortie du train, le ventilateur fonctionne encore pendant quelques minutes pour purger complètement le tunnel, de l'air vicié par son passage.

Il faut évidemment placer le ventilateur à la tête la plus élevée et la ventilation ne doit se faire en principe que pour les trains montants sauf en cas de fortes et longues pentes dans les deux sens.

En tous cas, la ventilation doit se faire économiquement en sens inverse de la marche du train, car si elle agit dans le même sens, il faut qu'elle soit suffisante pour refouler les gaz en avant du train, ce qui exige une vitesse beaucoup plus grande de l'air, donc une puissance bien supérieure.

Le poids d'air par " est $Q \gamma S v$

$\gamma =$ poids spécifique de l'air
 $S =$ section (m^2)
 $v =$ vitesse $m/"$.

La résistance de la paroi par m. est :

$$r = 6,61 \frac{v \cdot 1,924}{d \cdot 1,281} \quad \begin{array}{l} d = \text{diam. de la section en m.} \\ r = \text{résist. en m. de colonne d'air.} \end{array}$$

Il faut encore tenir compte des pertes de charge accidentelles.

$$\bar{z} = \xi \frac{v^2}{2g} \gamma \quad \begin{array}{l} g = 9,81 \text{ m/"}^2 \\ \xi = \text{résist. en m. de col. d'air.} \\ \xi = \text{facteur de perte de charge.} \end{array}$$

notamment à la sortie de la section pour la perte totale de vitesse $\xi = 1$.

La pression correspondant à la résistance totale est $H = \Sigma (lr + \bar{z}) m. \text{ d'air.}$

Ceci permet de déterminer le poids d'air et la pression d'air à fournir pour la ventilation, d'où sa puissance. On peut considérer que, dans un tunnel à simple voie, v est approximativement la vitesse de train, ce qui détermine tous les éléments du calcul (environ $4 m/"$).

Le système de ventilation par insufflation d'air est, en général, préférable à l'aspiration.

D'autres systèmes de ventilation sont en application. Dans les tunnels courts, elle n'est généralement pas nécessaire. Pour les tunnels de longueur moyenne et pas trop profonds, on emploie parfois le système de la cheminée (puits) centrale avec aspiration centrifuge. Ce système est mauvais car l'air accompagne le train pendant la moitié initiale du trajet. Dans des tunnels très longs et profonds, on construit parfois une galerie latérale d'aérage dans laquelle des ventilateurs envoient de l'air frais qui est ensuite distribué par des galeries dans le tunnel (M^e Cassis). Dans les tunnels à double voie, la viciation de l'air est moindre.

Pour les tunnels urbains de grande longueur s'ils peuvent être viciés, par des gaz d'échappement d'automobiles par exemple, le système Saccardo peut convenir lorsque la circulation se fait en sens unique par tube, il faut une vitesse modérée de l'air.

Lorsque la circulation se fait dans les deux sens, qu'elle est très intense et que le tunnel est très long, le système Saccardo ne convient plus. Il faut calculer la quantité d'air frais à envoyer dans le tunnel, d'après l'émission des gaz nocifs prévue. Cet air frais est distribué aussi uniformément que possible par des gaines d'aérage et l'air vicié est aspiré de même.

Les installations de ventilation peuvent prendre une importance considérable (Voir tunnel Holland sous l'Hudson River à New York - Génie civil du 10 mars 1928). Dans les métropolitains, la traction électrique ne vicie pas l'air, mais bien l'affluence du public. La ventilation mécanique a des inconvénients en ville : bruit, courants d'air nuisibles pour le personnel. Aussi dispose-t-on, en général, le plus grand nombre possible de soupiraux vers la surface, débouchant dans des jardins publics ou dans des pavillons recouverts.

§ 13. Entretien et réparation des tunnels. Les tunnels demandent une surveillance attentive et un entretien constant. Les tubes doivent être régulièrement inspectés. On vérifie que la section ne s'est pas déformée en faisant circuler un wagon-gabarit. L'imperméabilité du revêtement est à surveiller. Les barbacanes doivent être libres et débiter de l'eau. Si la voûte suinte, il faut rechercher les causes et y pallier. Il faut vérifier le drainage de surface : souvent on y trouve la cause de suintements. Si la voûte reste humide, il faut l'étancher, soit par des revêtements intérieurs : gruite, p. ex., ou par des épauchements derrière la voûte. Les premiers sont moins certains, moins durables, mais peuvent être plus économiques et faciles d'entretien. Les seconds sont plus sûrs et pas toujours plus chers, malgré qu'ils exigent un travail pénible de mine entre les terres et le revêtement.

Il arrive que des parties du revêtement se dégradent par altération des pierres ou par pression excessive. Dans le premier cas, un revêtement extérieur de protection (gruite) peut suffire, à la rigueur ; dans le second cas, il faut généralement renouveler le revêtement en le renforçant éventuellement. C'est le procédé le plus normal. Des injections de ciment, des renforcements à la gruite peuvent convenir dans des cas spéciaux, mais il faut des garanties réelles et des avantages économiques sérieux, car les travaux en tunnel constituent toujours une grande gêne d'exploitation.

Si une partie du revêtement paraît présenter un danger d'effondrement, on exploite à simple voie, s'il y a deux tubes, sinon on renforce la partie

menacée par des cintres métalliques assemblés sur place et encastrés dans des rainures taillées dans la maçonnerie, de manière à ne pas saillir sur la voûte. On les emploie aussi comme renforcement en cas de travaux de réparation. Les renforcements doivent généralement être effectués à la voûte. On accède directement au-dessus par une percée à la clef et on établit ensuite une galerie et des rampes au faite et le long de la voûte. Si la poussée est trop forte, on perce dans les piedroits et on s'élève en rampes jusqu'au-dessus de la clef; on établit ensuite la galerie de faite et les rampes. On peut ainsi renouveler la voûte par anneaux ou zones en la renforçant éventuellement, établir une nouvelle chape sur la voûte, etc... Les vides créés sont soigneusement bloqués; on injecte éventuellement du mortier. Presque tous les boisages doivent être abandonnés.

Fin
