

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 98 (1972)  
**Heft:** 14

**Artikel:** Méthodes de construction des remblais sur massifs de tourbe  
**Autor:** Marche, René / Richard, Alban  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-71553>

#### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 22.02.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Méthodes de construction des remblais sur massif de tourbe<sup>1</sup>

par RENÉ MARCHE et ALBAN RICHARD, Ecole polytechnique de Montréal

(Suite et fin)

### 4. Charge contrôlée

Le remblai est construit par couches successives jusqu'au profil désiré, en laissant le temps nécessaire à la consolidation de la tourbe après la pose de chaque couche de remblai. Une légère correction de profil est effectuée avant la pose du revêtement pour compenser le tassement subi à cette étape de la construction.

La méthode est souvent utilisée quand le temps disponible à la construction est suffisamment long, quand la résistance au cisaillement de la tourbe est trop faible pour supporter un remblai avec surcharge rapidement construit. La méthode est économique car elle ne nécessite pas de matériaux additionnels.

La vitesse d'accroissement de résistance au cisaillement du sol de fondation conditionne la rapidité avec laquelle les couches successives sont mises en place. Il est nécessaire de déterminer en laboratoire la relation entre le degré de consolidation et la résistance au cisaillement de la tourbe afin de permettre l'étude de la stabilité du remblai pour différentes hauteurs de construction et différents stades de consolidation. Une telle étude permettra de définir le planning de construction le plus économique. Le gain de résistance par consolidation de la tourbe peut être considérable. Les résultats obtenus en Colombie britannique au site de Deer Lake par Lea et al. (1963) sont donnés figure 25.

La première phase de l'étude consiste à déterminer la hauteur maximum de remblai qu'il est possible de mettre en place sans contrôle du taux de chargement afin d'obtenir le maximum de consolidation durant la période d'attente. L'adoption pour cette phase d'un coefficient de sécurité trop faible vis-à-vis d'une rupture conduit à des tassements observés supérieurs à ceux prévus et à une perte impor-

tante de matériaux. Le Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Bourges (1969), a mis en évidence ce phénomène lors de la construction des remblais d'essais aux sites de Cran, Palavas-les-Flots et Narbonne. Les résultats donnés figure 26 bien que relatifs à un massif de vase argileuse doivent être valables pour un massif de tourbe.

La seconde phase de l'étude consiste à définir l'épaisseur des couches successives, l'époque de leur mise en place et le taux de chargement. Des taux de chargement de 30 à 60 cm par semaine sont assez courants. Cette étude prévisionnelle est généralement basée sur les résultats obtenus d'essais en laboratoire.

Les coefficients de sécurité étant constamment assez faibles lors de la construction, il est nécessaire d'être renseigné en permanence sur l'évolution de la stabilité réelle du remblai. L'instrumentation nécessaire au contrôle en cours de construction ne doit pas voir son importance sous-estimée. Les observations obtenues, si elles sont fiables et interprétées immédiatement, permettent une économie générale.

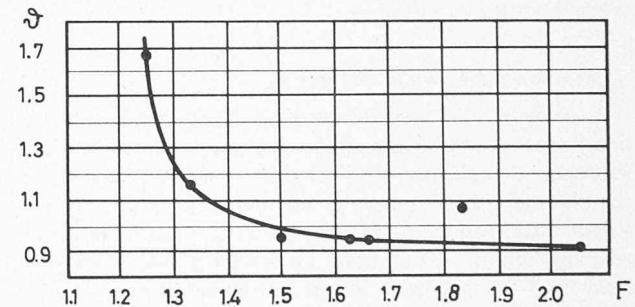


Fig. 26. — Variation du rapport  $\theta$   $\frac{\text{tassement mesuré}}{\text{tassement calculé}}$  en fonction du coefficient de sécurité  $F$ .  
(D'après Bourges, 1971)

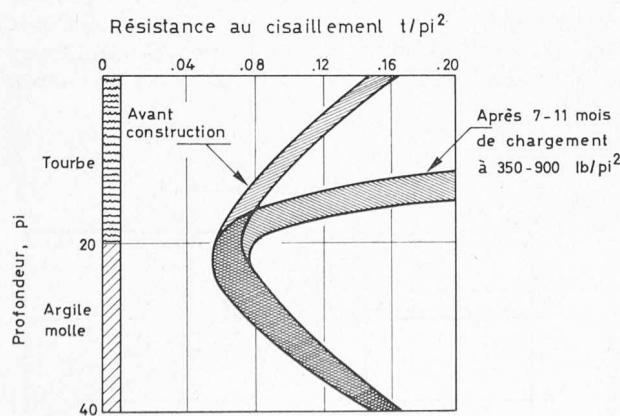


Fig. 25. — Gain de résistance, site de Deer Lake.  
(D'après Lea & Brawner, 1963)

<sup>1</sup> Conférence présentée au symposium sur les *Remblais sur sols de mauvaise qualité*, tenu à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne en juillet 1971.

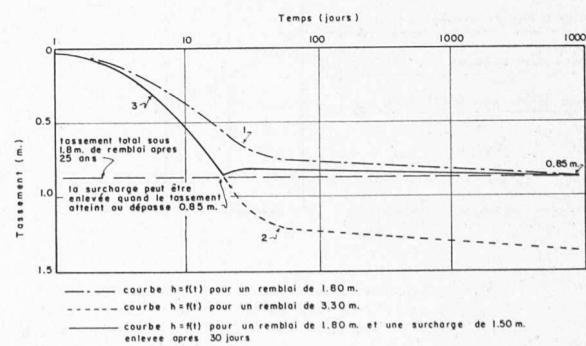


Fig. 27. — Courbes tassement-temps illustrant le principe de la préconsolidation.

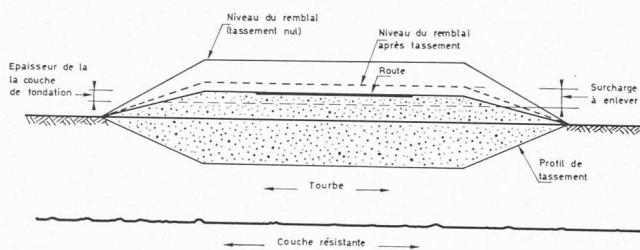


Fig. 28. — Situation type, construction d'un remblai, méthode de la surcharge.

ralement supérieure à leur coût ; elles permettent généralement de gagner du temps, elles doivent permettre de déceler à temps une éventuelle amorce de rupture et de prendre les mesures propres à empêcher son extension. Lors de la construction par charge contrôlée on mesurera les tassements, les pressions interstitielles, les déplacements horizontaux à la surface ou sur toute la profondeur du massif compressible et la résistance au cisaillement de ce dernier. La méthode qui consiste à prendre les décisions en cours d'évolution du projet, à partir de l'analyse des mesures de chantier, est appelée à se développer. Il est maintenant de pratique courante de ne recommander le taux de chargement qu'après avoir examiné l'évolution des pressions interstitielles et des déplacements in situ. Un exemple de construction par charge contrôlée est donné par Sevaldson et al. (1963).

La méthode peut être utilisée conjointement avec des drains de sable et une surcharge temporaire, Weber (1969). Lorsque les informations sur lesquelles sont basées les calculs sont fiables, le facteur de sécurité à long terme pourrait être voisin de 1,25. A proximité d'ouvrages, le facteur de sécurité minimum au début de la construction de l'ouvrage devrait être voisin de 1,5.

##### 5. Préconsolidation par surcharge

1) *Principe.* Le procédé consiste à provoquer le tassement accéléré du terrain organique par application d'une surcharge temporaire. Une charge supérieure à celle du remblai définitif est placée et maintenue jusqu'à ce que la valeur ultime du tassement du sol naturel sous le poids du remblai définitif soit atteinte. Le but est d'obtenir en quelques mois un tassement ultime qui ne serait atteint qu'en plusieurs années sans l'utilisation de la surcharge. La figure 27 illustre le principe de la méthode dans le cas d'un remblai établi sur un massif de tourbe de 2,20 m d'épaisseur. La courbe 1 de cette figure indique un tassement de

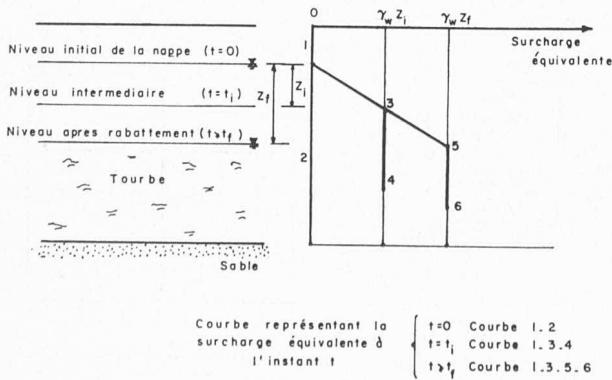


Fig. 29. — Equivalence entre un rabattement de la nappe et la mise en place d'une surcharge. (D'après L.C.P.C., 1971)

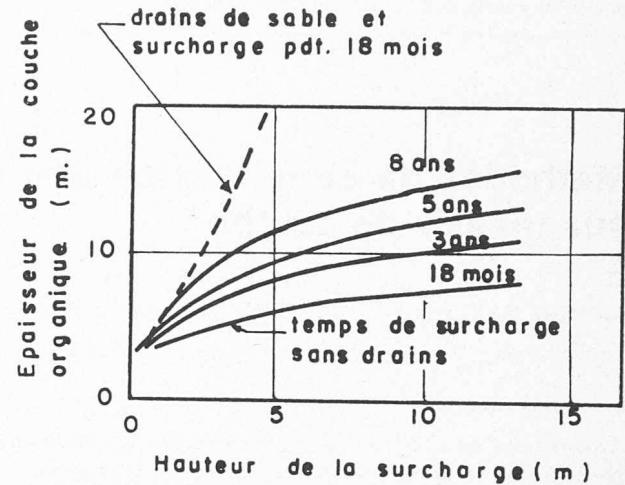


Fig. 30. — Hauteur de la surcharge en fonction du temps d'application (cas d'un remblai de 3 m de haut).

(D'après Rutledge, 1969)

80 cm après un an et de 85 cm après 25 ans pour un remblai de 1,80 m de haut. Le tassement ultime du remblai (85 cm) peut être atteint en 1 mois si l'on applique pendant cette période un remblai additionnel de 1,5 m de haut (courbe 3). Le tassement ultérieur après retrait du remblai additionnel sera négligeable. Une section type de remblai utilisant la méthode de préconsolidation par surcharge est montrée figure 28.

Pour créer la charge additionnelle nécessaire, la nappe phréatique peut également être rabattue à l'intérieur du remblai à l'aide de pointes filtrantes. Ce moyen de surcharge est rarement utilisé. Son équivalence avec une épaisseur supplémentaire de remblai est donnée figure 29.

L'efficacité de la méthode de préconsolidation par surcharge dépend 1) des caractéristiques temps-tassement de la tourbe, 2) de la hauteur nécessaire de la surcharge par rapport à la hauteur du remblai, 3) de l'aptitude du massif de tourbe à pouvoir supporter rapidement la surcharge nécessaire, 4) de l'épaisseur du massif de tourbe et 5) de la possibilité de disposer d'une équipe de techniciens hautement qualifiés. La figure 30 donne une idée de l'accroissement considérable de la hauteur nécessaire de la surcharge ainsi que du temps d'application de celle-ci, lorsque l'épaisseur du dépôt organique augmente. Un équilibre économique devra donc être atteint entre le coût du remblai de surcharge qui dépend de sa hauteur et de la rapidité avec laquelle il peut être mis en place et le temps pendant lequel il doit rester en place, avant la mise en service du remblai définitif.

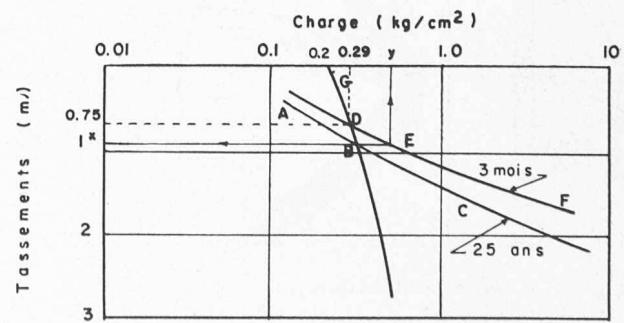


Fig. 31. — Détermination graphique de la surcharge à adopter dans la méthode de préconsolidation.

(D'après Lea & Brawner, 1959)

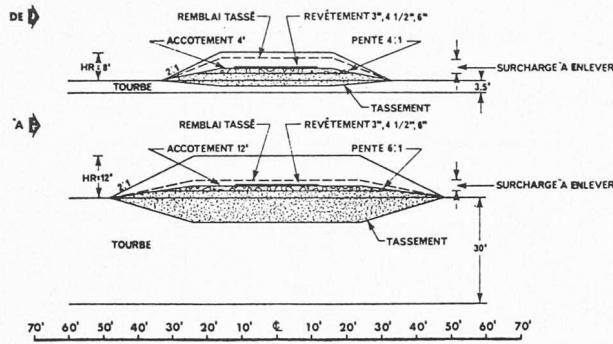


Fig. 32. — Sections types.

(D'après Tessier, 1971)

Quand le remblai définitif est élevé et la couche compressible très épaisse, la méthode s'avère peu efficace. Son utilisation se limite habituellement à des dépôts compressibles dont l'épaisseur est inférieure à 10 m et à des surcharges dont la hauteur est inférieure à 6 m. Quand la surcharge peut être laissée en place plus de deux ans, ces limites économiques peuvent être reculées.

2) *Détermination de la hauteur de surcharge.* La hauteur de la surcharge peut être déterminée empiriquement ou à partir d'essais de consolidation. On tire de l'expérience acquise sur plusieurs projets qu'il ne faudrait pas qu'elle soit inférieure à 1,2 m (4 pi). On a également établi empiriquement qu'une surcharge égale à 50 % de la charge finale du remblai, laissée en place pendant six mois, permet d'obtenir le tassement qu'aurait pris le remblai non surchargé

après 25 ans. Le tassement final du remblai est généralement compris entre la moitié et le tiers de l'épaisseur du remblai mis en place. Très généralement ce tassement ne dépasse pas la moitié de l'épaisseur initiale de la couche de tourbe.

La hauteur de la surcharge peut être déterminée à partir d'essais de consolidation conventionnels. Les échantillons sont soumis aux mêmes charges que celles existant en place. Leur tassement est exprimé en pourcentage de l'épaisseur initiale. On applique directement à la couche en place le même pourcentage pour prévoir son tassement.

La figure 31 donne la procédure utilisée pour déterminer l'amplitude nécessaire de la surcharge. La courbe ABC donne le tassement calculé après application pendant 25 ans de la charge donnée en abscisse. La courbe DEF donne le tassement calculé après application de la charge donnée en abscisse pendant une durée de l'ordre de celle de la période de construction. La période de construction est ici de trois mois. Supposons initialement que le remblai devant être construit ne tasse pas. Pour que la chaussée soit au niveau donné, sa hauteur est telle que la charge imposée à la couche de tourbe est 0,2 kg/cm<sup>2</sup>. Sous l'action de cette charge il y a tassement de la couche de tourbe. Pour maintenir la crête du remblai à sa cote initiale, on doit le recharger. La courbe GDB donne la charge imposée pour différentes valeurs de tassement du remblai, pour conserver ce dernier à son niveau initial. Au bout de trois mois le point représentatif du remblai se trouve sur la courbe DEF quant au tassement observé et sur la courbe GDB quant à la charge imposée pour conserver le remblai à son niveau initial. Au bout de trois mois le point représentatif du remblai est donc le point D. De même, au bout de 25 ans, le point représentatif du remblai est le point B pour lequel le tassement est  $x = 0,99$  m. Pour que ce tassement soit atteint

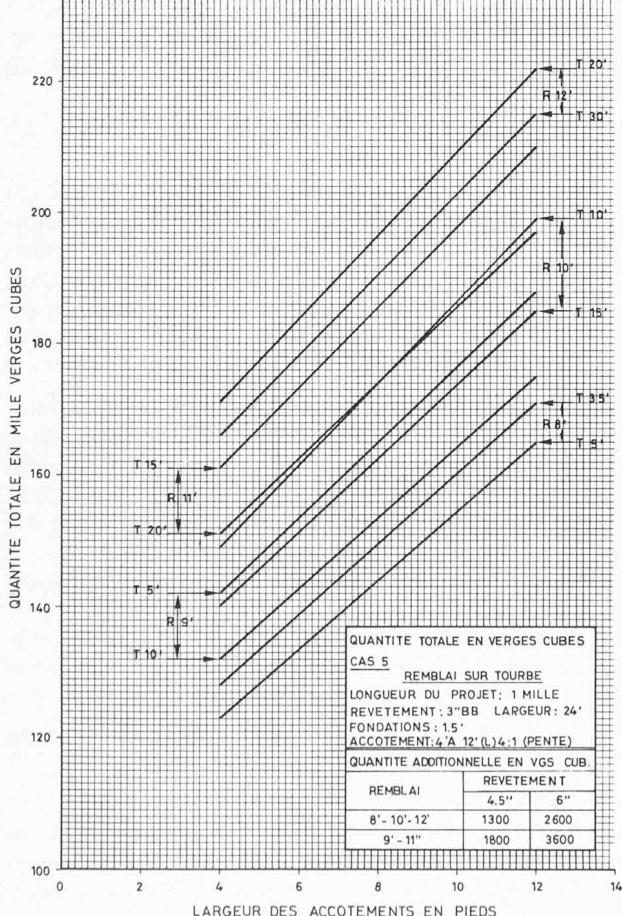


Fig. 33. — Quantité totale de matériaux. (D'après Tessier, 1971)

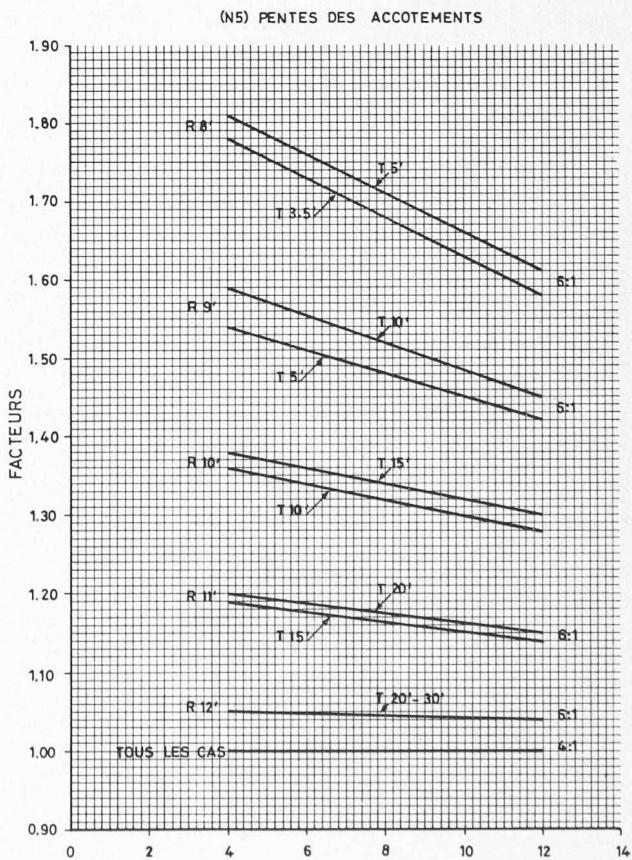


Fig. 34. — Facteurs de correction. (D'après Tessier, 1971)

en trois mois il est nécessaire d'appliquer la charge figurée par le point E, soit  $y = 0,52 \text{ kg/cm}^2$ . Si le tassement observé pendant la construction diffère de celui prévu, la figure 31, établie à partir des résultats obtenus du laboratoire, doit être modifiée en fonction de l'expérience acquise.

3) *Précautions élémentaires, inhérentes à la méthode.* L'utilisation de cette méthode est subordonnée à la possibilité de mettre en place le remblai avec la surcharge sans qu'il y ait rupture. Si le massif de tourbe n'est pas suffisamment résistant pour permettre une mise en place rapide, on utilisera une mise en place de type contrôlé en vue de tirer parti de l'augmentation de résistance due à la consolidation, ne serait-ce que partielle, du massif. Dans un cas comme dans l'autre, il est essentiel de disposer sur le site des instruments permettant d'apprécier constamment la stabilité du remblai et de vérifier que le comportement est conforme aux prévisions. On s'assurera en particulier que lors de l'enlèvement de la surcharge les tassements obtenus sont suffisants. Les mesures à effectuer sont celles se rapportant aux tassements, aux pressions interstitielles, aux déplacements horizontaux du sol, à l'amélioration des caractéristiques de résistance de la tourbe se consolidant et éventuellement aux contraintes totales verticales exercées par le remblai à différentes profondeurs du massif de tourbe.

La méthode nécessite 1) qu'un contrôle rigoureux soit assuré en cours de construction, 2) qu'un personnel spécialisé soit en charge du projet, qu'il dispose de moyens d'analyses rapides et de la possibilité de prendre les décisions quant à la conduite du chantier, 3) qu'il y ait une étroite coopération entre l'entrepreneur et les techniciens en charge de la conduite du projet.

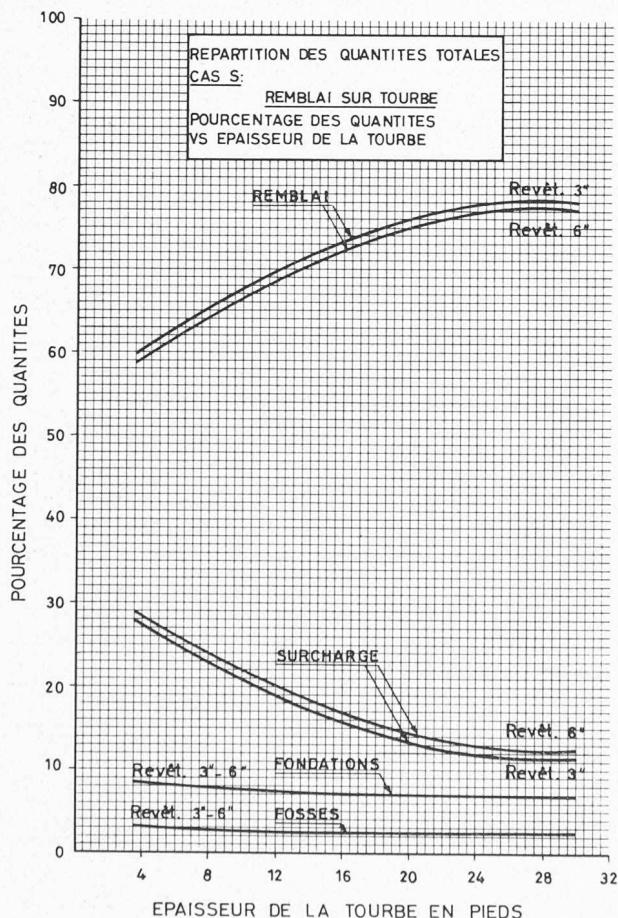


Fig. 35. — Répartition des quantités totales.  
(D'après Tessier, 1971)

TABLEAU 3

Fréquence de pose des instruments de contrôle

Instruments	Longueur $\geq 1 \text{ km}$	Longueur $< 1 \text{ km}$	Notes
Piézomètre	Tous les 200 m	Tous les 100 m	1. La maille de pose des instruments est plus petite dans les zones critiques
Plaque	Tous les 100 m	Tous les 50 m	2. Des piézomètres supplémentaires sont mis en place dans les zones d'argile molle
Indicateur de déplacement	Tous les 60 m	Tous les 30 m	

4) *Phases de construction.* Les phases de construction sont les suivantes :

- Déboisement et aménagement d'accès au site : les arbres sont coupés à 5 cm au-dessus de la surface, on évite de briser la couche de surface et de brûler la végétation coupée, sur le futur tracé.
- Pose des instruments de mesure : piézomètres, plaques ou cellule de tassement, indicateurs de déplacements latéraux. Le tableau 3 donne une idée de la fréquence de mise en place des instruments. Des piézomètres ont déjà été installés avant la phase d'étude prévisionnelle afin de connaître le régime hydraulique prévalant au site.
- Prise des mesures de référence avant le début des travaux.
- Construction et contrôle : les étapes de construction du remblai sont subordonnées au contrôle instrumental. Les étapes de chargement peuvent être définies théoriquement par analyse de stabilité ou après s'être fixé semi-empiriquement des critères de chargement. Les critères suivants ont été utilisés par le Ministère de la voirie du Québec, Tessier (1969).

Piézomètre : la cote maximum admise pour toute la durée des travaux est celle obtenue lors de la mise en place de la première couche de 90 cm (3 pi) d'épaisseur. La couche suivante peut être mise en place quand la pression interstitielle est devenue égale à 30 % de la pression totale due au remblai ou 50 % de la pression effective.

Plaque de tassement : le tassement maximum admis est 60 % de l'épaisseur déjà posée.

Indicateurs de déplacements latéraux : les déplacements permis sont 25 cm à 6 m du remblai (0,7 pi à 20 pi) et 15 cm à 9 m du remblai (0,4 pi à 30 pi).

- Vérification du comportement jusqu'à obtention du tassement ultime.
- Retrait par étape de la surcharge.
- Règles particulières en cours de construction : charge maximum des véhicules, 15 tonnes ; distance minimum entre deux véhicules, 30 m ; aménagement de zones de transition aux extrémités du massif de tourbe ; compaction statique du remblai dès la seconde couche.

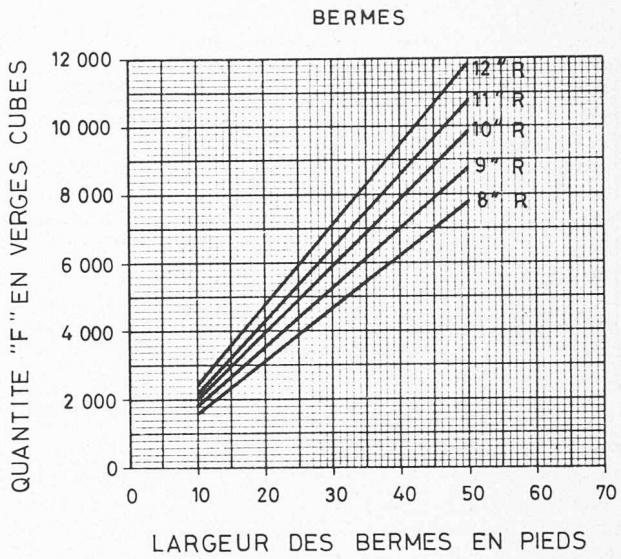
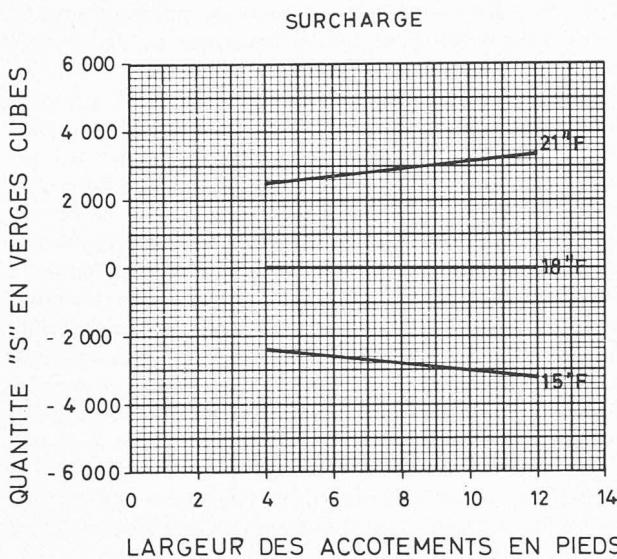


Fig. 36.1. — Quantités additionnelles. (D'après Tessier, 1971)

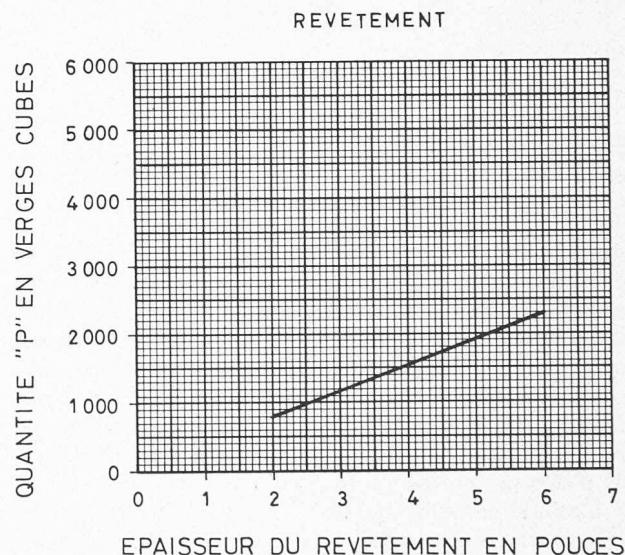
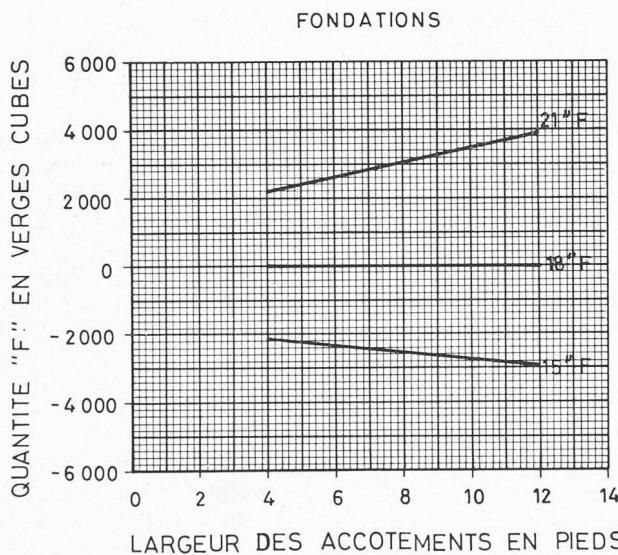


Fig. 36.2. — Quantités additionnelles. (D'après Tessier, 1971)

5) *Coût de construction.* Le coût de construction d'un remblai par préconsolidation avec surcharge se situe entre \$0,90 et \$1,50 par mètre cube de remblai placé. Ce coût inclut le coût pour enlèvement de la surcharge et transport du matériau granulaire sur une distance de 1 mille. Le coût pour la pose, la maintenance et la lecture des instruments de contrôle est de l'ordre de \$0,75 à \$2,25 par mètre linéaire de remblai. Tessier (1971) a établi une méthode de graphique pour calculer rapidement le coût d'un remblai construit par préconsolidation avec surcharge granulaire. La méthode est basée sur l'analyse des coûts de revient de plusieurs remblais déjà construits selon cette méthode. La figure 32 donne les cas limites considérés, bornant le champ d'application des graphiques établis. La figure 33 donne les quantités de matériaux nécessaires par mille de longueur de route, la figure 34 les corrections à apporter pour tenir compte de la pente des accotements, la figure 35 la répartition des quantités totales en matériau de remblai, matériau pour surcharge, matériau pour fondation et maté-

riaux drainants pour les fossés. Les figures 36.1 et 36.2 donnent les corrections à apporter pour tenir compte de la largeur des bermes, de la largeur des accotements et de l'épaisseur du revêtement lors de la détermination des quantités entrant dans la construction des bermes, de la surcharge, de la fondation et du revêtement.

#### 6. Construction de bermes stabilisantes

Généralement la stabilité du remblai vis-à-vis d'une rupture ne pose de problème que lorsqu'il existe sous la couche de tourbe des couches d'argile molle ou de limon. Ces dépôts, même quand ils ont une épaisseur considérable, peuvent être très mous. La stabilité du remblai dans ce cas est évaluée à partir des méthodes classiques faisant l'hypothèse d'une rupture en cercle ou en coin. Le calcul de stabilité doit tenir compte de l'augmentation de la résistance des couches molles en cours de construction pour permettre de prévoir le planning de construction le plus économique assurant une stabilité théorique suffisante. Ce type

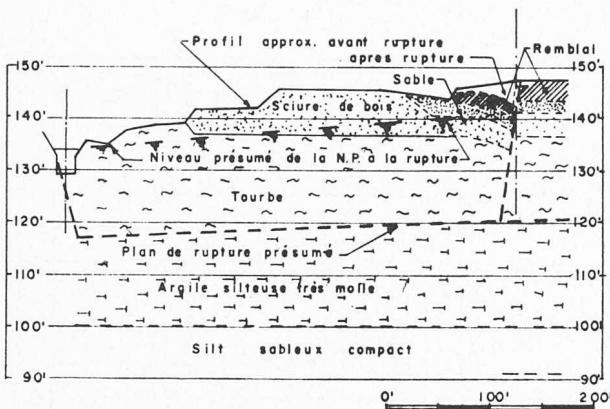


Fig. 37. — Rupture au site de Willingdon.  
(D'après Lea & Brawner, 1963)

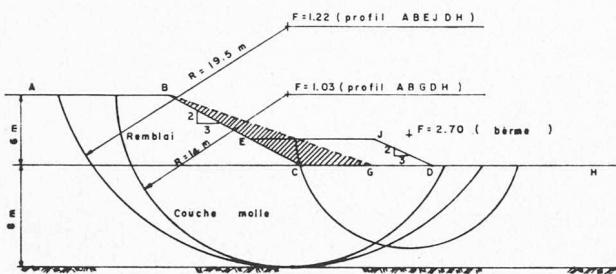


Fig. 38. — Economie comparée d'un adoucissement de pente et de bermes stabilisantes.  
(D'après Bourges et al., 1970)

de calcul peut être insuffisant. Il ne tient pas compte des caractéristiques de déformation relative des différentes couches traversées par le glissement à la rupture. Le phénomène de rupture est à déformation contrôlée. La résistance au cisaillement maximum de toutes les couches traversées par le glissement ne peut être mobilisée totalement au moment de la rupture. La rupture survenue à Willingdon Avenue, British Columbia, dans le remblai montré figure 37 n'était pas prévue par le calcul.

L'utilisation de bermes stabilisantes adjacentes au remblai est intéressante quand leur largeur et leur hauteur ont été choisies judicieusement. Quand le matériau excavé sous le corps du remblai est utilisé à leur construction il en résulte une économie substantielle. La décision d'utiliser des bermes est soit basée sur une analyse de stabilité conventionnelle soit sur des règles empiriques. L'analyse de stabilité conventionnelle permet de définir pour la hauteur donnée de remblai s'il est plus économique de construire des bermes ou de diminuer les pentes du remblai. Ce principe est schématisé à la figure 38. Une telle analyse est entreprise à l'aide d'un ordinateur. Le travail effectué par Pilot et al. (LCPC) devrait permettre une détermination rapide de la dimension économique théorique des bermes.

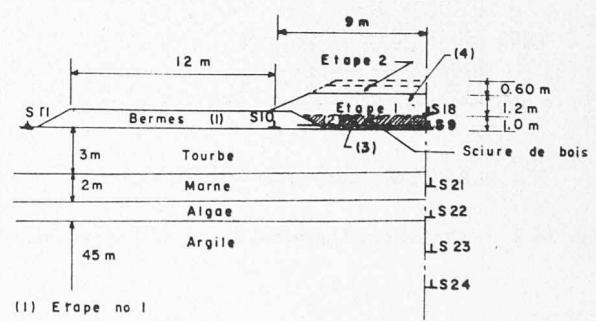
Les figures 2.3, 2.4 et 2.5 donnent les recommandations de Casagrande (1966) quant aux dimensions des bermes à utiliser. Brawner (1958) recommande une hauteur de bermes égale à la moitié de la hauteur du corps du remblai et une largeur de l'ordre de 6 à 7 m. Raymond (1969) recommande une hauteur des bermes égale à la moitié de la hauteur du corps du remblai et une largeur de l'ordre de 1,5 à 2 fois l'épaisseur du dépôt de tourbe et d'argile. Terzaghi et Peck (1948) recommandent que la hauteur de remblai présentant une sécurité suffisante soit déterminée, pour des sols de fondation d'indice des vides supérieurs à 2, à partir d'une analyse en contraintes totales, en utilisant un critère de rup-

ture local. Ceci conduit à une pression maximale sous les bermes d'environ trois fois la résistance au cisaillement minimum mesurée de la tourbe.

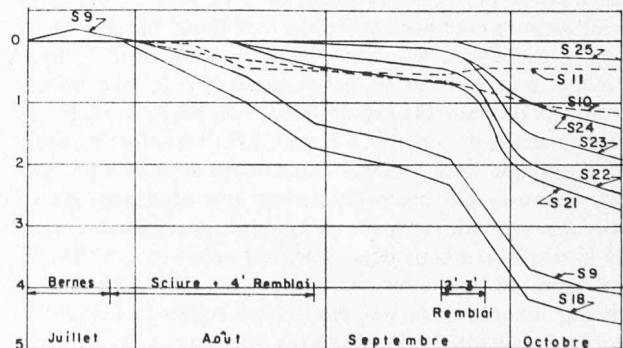
La méthode courante de construction consiste à construire les bermes après mise en place du corps du remblai. Raymond (1969) recommande de construire d'abord les bermes à partir des limites extérieures en direction du centre, puis le corps du remblai. La construction de ce dernier n'est entreprise que lorsqu'une dissipation importante de la pression interstitielle due à la mise en place des bermes a été obtenue. Le procédé a pour but de limiter les tassements immédiats. Il a été utilisé pour la construction d'un remblai de route entre Lansdowne et Lyndhurst, Ontario. La stratigraphie au site et la section du remblai sont données figure 39. Le dépôt de tourbe est de type granulaire amorphe, il a 3 m d'épaisseur, il repose sur un dépôt de marne lacustre de 2 m d'épaisseur, susjacente à un dépôt de 45 m d'épaisseur d'argile normalement consolidée. Le remblai doit avoir 2,6 m de haut. Les étapes de construction furent les suivantes.

- 1) Construction, en procédant de l'extérieur vers le centre, des bermes de 13 m de large, de 1 m de haut, en matériau granulaire non compact.
- 2) Placement d'une plate-forme de rigidité transversale sous le remblai central de 12 m de large.
- 3) Installation dans la partie centrale d'une couche de 1 m de sciure de bois afin de réduire le poids du remblai.
- 4) Construction du remblai central en matériau granulaire de choix par couche d'épaisseur contrôlée.

Cette opération s'est effectuée en deux étapes afin de permettre une dissipation des pressions interstitielles dans les couches de marne. Les tassements mesurés sont donnés figure 39. Raymond attribue à l'utilisation de la méthode de construction décrite la faible amplitude des tassements



a) Stratigraphie et section du remblai



b) Tassements observés  
Fig. 39. — Construction d'un remblai avec bermes selon Raymond (1969).

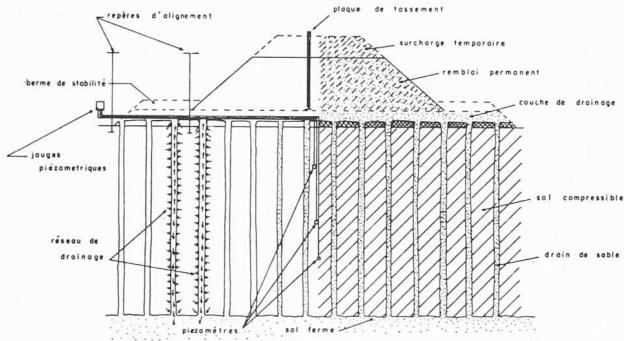


Fig. 40. — Installation classique d'un réseau de drains de sable.

observés. Toutefois, il n'a pas été construit de section expérimentale selon la procédure conventionnelle en vue d'évaluer quantitativement le gain obtenu de l'utilisation de cette nouvelle méthode.

#### 7. Consolidation par drainage

1) *Deux méthodes courantes.* Un massif de tourbe peut être consolidé et stabilisé par drainage vertical et/ou horizontal.

Le drainage vertical est généralement assuré par une couche de matériau granulaire de l'ordre de 50 à 60 cm (2 pi) d'épaisseur mis en place sur le dépôt organique. Cette couche a également pour but de permettre aux engins de se mouvoir sur le terrain. Un tel type de drainage n'assure à court terme qu'une faible augmentation des caractéristiques de résistance de la couche supérieure de tourbe.

Le drainage horizontal des couches peut être assuré soit par des tranchées longitudinales ménagées de part et d'autre du remblai, soit par des colonnes de sable traversant la formation compressible et installées suivant une disposition en plan pré-déterminée. Une couche de sable est mise en place au-dessus des tranchées ou des colonnes de sable, en vue d'assurer l'évacuation de l'eau provenant des éléments drainants.

Des tranchées drainantes longitudinales construites de part et d'autre du remblai sont utilisées fréquemment quand la construction est du type à charge contrôlée.

Des colonnes de sable appelées communément drains de sable sont généralement utilisées conjointement avec une surcharge temporaire. La consolidation par drains de sable d'un massif compressible est certainement l'une des méthodes les plus controversées, tout particulièrement lorsqu'il s'agit de stabiliser des massifs de tourbe.

Il n'est pas prévu ici de rappeler le principe et le calcul des drains de sable. Le but recherché est d'accélérer le taux de consolidation et d'obtenir un gain de résistance du massif conduisant à une stabilité accrue du remblai.

La figure 40 donne le schéma classique d'un remblai avec drains de sable et surcharge.

2) *Differentes phases de construction d'un remblai avec drains de sable.* L'un des projets les plus importants utilisant des drains de sable est celui de New Jersey Turnpike. Mille six cents mètres linéaires de drains de sable furent installés. L'autoroute devait traverser les New Jersey Meadows dont le sous-sol est constitué de boues marécageuses et de silt mou dont l'épaisseur varie entre quelques mètres et soixante mètres.

Bien qu'il ne s'agisse pas là de massif de tourbe, on utilisera cet exemple pour présenter les différentes phases de construction et deux techniques de mise en œuvre des drains. La figure 41 donne le tracé de l'autoroute à construire, les traversées en zones de dépôts compressibles sont localisées. Sur ce projet, trois méthodes de construction ont été utilisées. La première consiste à excaver la couche compressible quand son épaisseur ne dépasse pas 2,5 m (8 pi). La seconde utilise un chargement contrôlé et une surcharge temporaire. La troisième utilise des drains de sable et une surcharge temporaire ; cette méthode a été retenue pour des épaisseurs de couche compressible aussi faibles que 3 m (10 pi). L'utilisation de drains de sable pour stabiliser des épaisseurs aussi faibles que 3 m (10 pi), ne peut être économique que quand le coût de matériau de remblai est élevé et quand on ne dispose pas d'un espace de rebut pour les matériaux excavés.

La figure 42 donne les différentes phases de construction d'un remblai stabilisé par drains de sable et surcharge.

Etape 1 Les plaques de tassement et les repères de déplacement latéraux sont installés sur la surface végétale originale.

Etape 2 Une couche de matériau granulaire de 1 m d'épaisseur ayant d'excellentes caractéristiques de drainage (moins de 20 % passant le tamis 80, moins de 2 % passant le tamis 200) est placée sur la surface. Afin d'avoir pour l'équipement une plate-forme de travail résistante l'entrepreneur met en place et compacte une couche supplémentaire de 30 cm d'épaisseur de matériau graveleux.

Etape 3 Les dispositifs de mesure de pression interstitielle et les drains de sable sont installés.

Etape 4 La surcharge est placée par couches successives d'épaisseur contrôlée en tenant compte de la

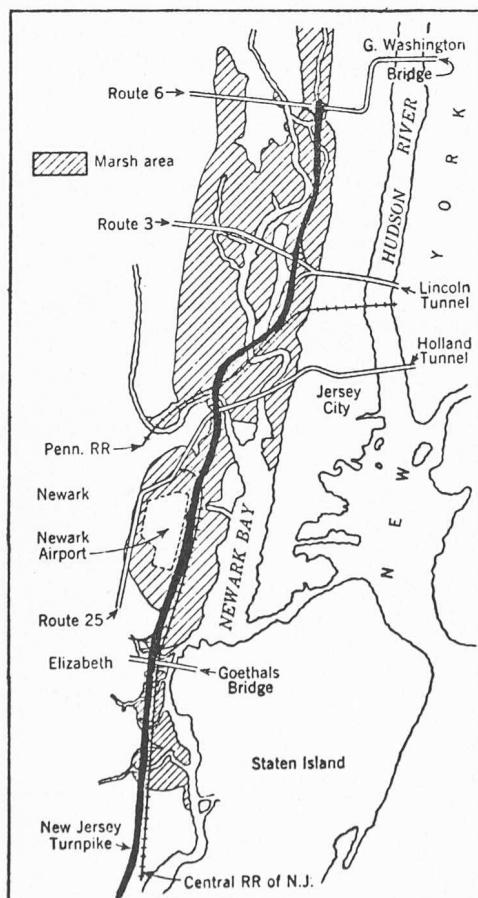


Fig. 41. — Stabilisation par drains de sable. Projet du New Jersey Turnpike.

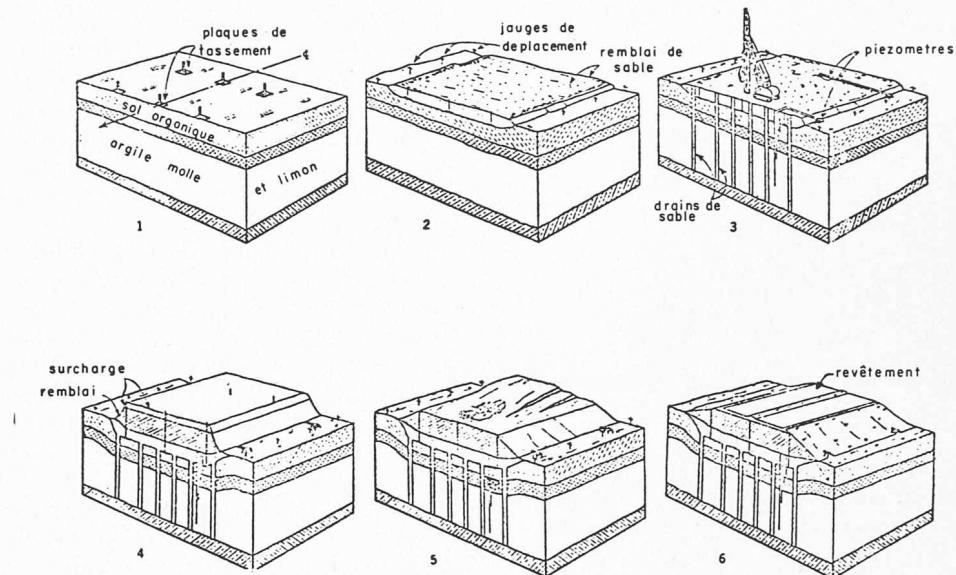


Fig. 42. — Différentes phases de stabilisation d'un remblai par drains de sable et surcharge (New Jersey Turnpike).

dissipation des pressions interstitielles, du gain de résistance du massif compressible, et des déplacements latéraux observés.

- Etape 5 La surcharge est enlevée après consolidation.  
 Etape 6 Le revêtement est réalisé. Les instruments de mesures sont laissés en place pour contrôler le comportement du remblai.

3) *Mise en œuvre des drains de sable.* Indépendamment de l'incertitude laissée par le calcul quant au succès avec lequel des drains de sable peuvent être utilisés, leur construction entre pour une grande part dans l'efficacité qu'ils peuvent avoir. Il existe deux méthodes générales de mise en place des drains, chacune d'elles a été utilisée sur New Jersey Turnpike. La première méthode utilise un tube de 35 à 50 cm de diamètre monté sur un mandrin. Le tube est fermé en bout, il est foncé jusqu'à la profondeur désirée, rempli de sable, et retiré après ouverture de la base du tube et application d'une pression d'air en tête de telle manière que la colonne de sable reste en place et ne remonte pas avec le tube. Il est admis maintenant que ce procédé de mise en place du drain par déplacement ne devrait pas être utilisé, en particulier dans le cas des dépôts organiques.

Ces dépôts sont caractérisés par une perméabilité assez élevée. Le tassement dû à la consolidation primaire est rapidement atteint avec ou sans drains de sable. Les drains ne modifient pas le taux de tassement dû à la consolidation secondaire. Le remaniement créé au voisinage du drain lors de sa mise en place conduit à une diminution de la résistance en place du sol et à une diminution de sa perméabilité. Globalement l'installation de drains de sable de type à déplacement dans un massif de tourbe peut desservir les intérêts du projet.

Le second type de méthode pour la construction de drains de sable utilise le principe du forage soit par tarière, soit par lancement avec un outil massif suspendu ou un outil à rotary.

La tarière utilisée peut être du type de celle montrée figure 43. Une méthode développée en Hollande et exploitée par Vibroflotation Foundation Company est montrée figure 44. L'outil utilisé est constitué d'un corps massif pesant de l'ordre de 250 kg (550 lb), suspendu à un câble de descente. La partie supérieure du corps est alimentée en eau à haute pression (6 à 10 bars), la partie inférieure est

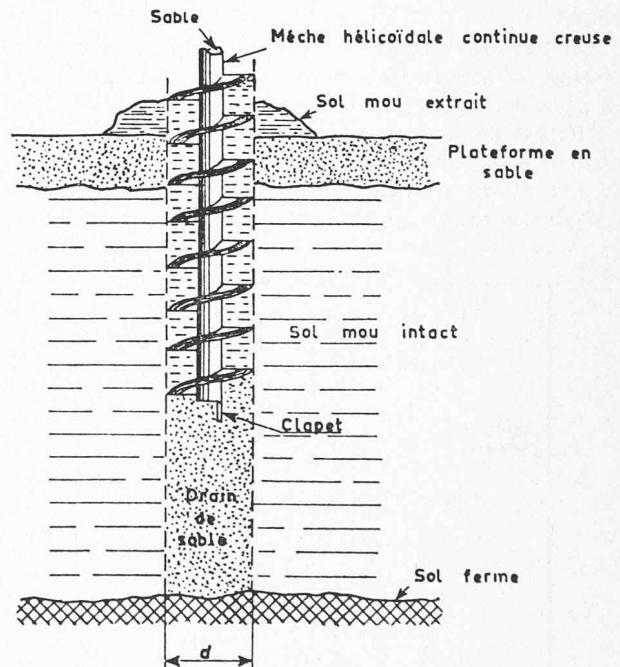


Fig. 43. — Réalisation d'un drain par forage à la tarière à âme creuse.

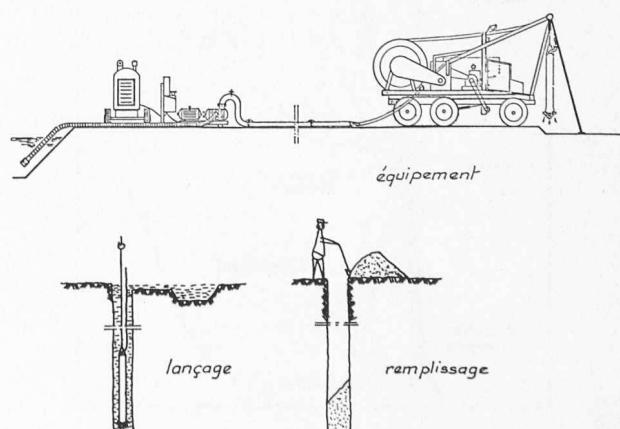


Fig. 44. — Réalisation d'un drain de sable par lancement.

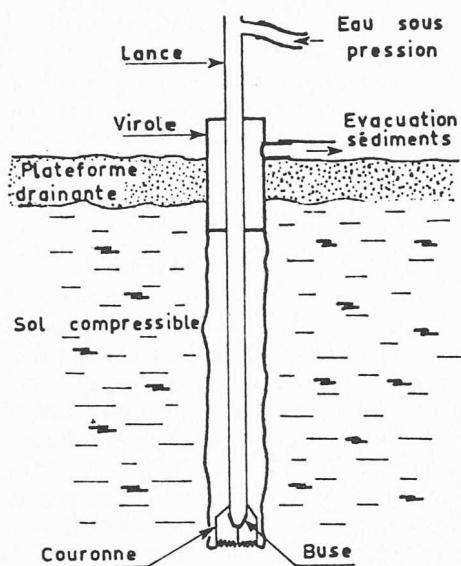


Fig. 45. — Réalisation d'un drain de sable par lancement.

équipée d'une couronne crénelée montée légèrement en avant des têtes de lancement. Le corps est alternativement soulevé et descendu. Les débris du sol remontent avec le courant d'eau, la vitesse de pénétration est de l'ordre de 1 à 2 m (3 à 6 pi) par minute. Quand la profondeur désirée est atteinte la pression d'eau est réduite à 4 bars et le trou est nettoyé. Le trou a généralement 25 cm (1 pi) de diamètre, un tubage n'est pas requis. Le trou étant maintenu constamment plein d'eau, le remplissage par le sable se fait de la surface. L'utilisation de drains construits suivant cette procédure a conduit à une accélération considérable du taux de tassement sur des projets de route réalisés au voisinage de Rotterdam, le sous-sol jusqu'à une profondeur de 16 m (48 pi) était constitué de couches alternées de tourbe, d'argile et de tourbe sableuse.

La méthode utilisée lors de l'élargissement de New Jersey Turnpike pour la pose des drains est similaire à la méthode de forage à rotary. Le schéma du dispositif utilisé est donné figure 45. Deux oreilles sont soudées à la partie inférieure d'un tuyau de 15 cm de diamètre de telle manière que leur extrémité inférieure soit en avant de l'extrémité du tuyau et modifient la trajectoire du jet d'eau. L'ensemble tourne à une vitesse de l'ordre de 60 tours par minute. Les débris sont remontés par le courant d'eau. Le taux de progression est de l'ordre de 2 à 2,6 m (6 à 8 pi) par minute. Quand la profondeur désirée est atteinte, le trou est nettoyé pendant 1 minute pour chaque longueur de 15 m de drain avec un débit d'eau de 3 m<sup>3</sup> par minute.

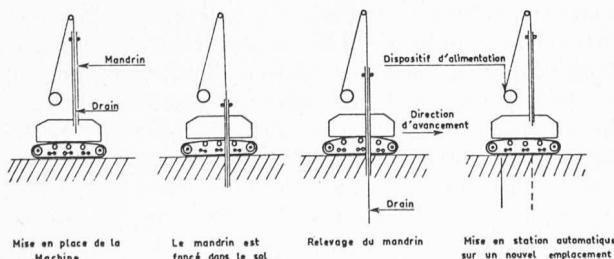


Fig. 46. — Installation de drains verticaux en carton: procédé Kjellmann.

Le tube de lancement est ensuite retiré du trou. Un tube de 40 cm de diamètre bouché temporairement à son extrémité inférieure est descendu dans le trou, le tube est rempli de sable puis relevé, laissant le sable dans le trou. Pour un drain de 28 m de long l'opération de forage et de mise en place dure environ 20 minutes.

La méthode d'installation de drains par forage est la seule qui devrait être utilisée. La zone annulaire remaniée a une épaisseur plus faible que celle d'un drain mis en place par fonçage.

Nous voulons mentionner également l'utilisation de drains en carton selon le procédé Kjellmann. Les drains sont constitués de bandes de carton perméable (largeur 10 cm, épaisseur 3 mm) rendues imputrescibles par des sels d'arsenic. Les bandes de carton sont mises en place à l'aide d'un mandrin foncé par l'équipement schématisé figure 46. Environ 3500 à 5000 m de drains peuvent être installés par jour selon leur longueur. Le procédé a été utilisé surtout au Japon, en Hollande, en Allemagne et aux Etats-Unis.

4) *Efficacité des drains de sable.* L'efficacité des drains de sable est très controversée, en particulier dans le cas des dépôts de tourbe. Les expériences rapportées ne permettent pas d'établir de règles permettant de définir les conditions pour lesquelles leur emploi présente une garantie raisonnable de succès. Pour une même réalisation, l'interprétation quant au succès d'emploi peut même différer d'un ingénieur à l'autre comme en témoigne le rapport de Weber (1967) et l'article de Casagrande (1970).

En dépit des divergences d'opinions nous donnons ce qui nous semble être les tendances actuelles.

Il n'est pas recommandé d'utiliser en site organique des drains de sable mis en place par fonçage (méthode avec déplacement) pour les raisons suivantes :

- 1) La tourbe a une perméabilité horizontale relativement élevée. La part de tassement due à la consolidation primaire est généralement complétée rapidement sans qu'il soit nécessaire de recourir à des drains de sable.
- 2) Quand il est nécessaire d'accélérer le taux de tassement lors de la phase de consolidation primaire les drains de sable ainsi construits ont une faible efficacité. La zone remaniée autour du drain lors du fonçage

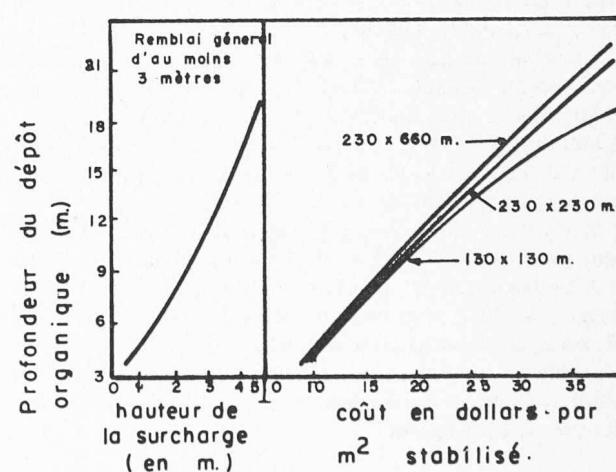


Fig. 47. — Coût de stabilisation par drains de sable et surcharge temporaire (Exemple). (D'après Rutledge, 1969)

- N.B. — L'espacement des drains est de 2,60 m.  
 — Les coûts n'incluent pas le remblai initial mais comportent les bermes de stabilisation requises par la surcharge.  
 — La surcharge est maintenue 18 mois.

- çage a une perméabilité inférieure à celle du massif intact. On tient compte implicitement de ce fait lors du calcul en admettant que le coefficient de perméabilité horizontale est égal au coefficient de perméabilité verticale, mais cette façon de faire cache le phénomène physique qui prévaut.
- 3) Les drains de sable améliorent le taux de dissipation des pressions interstitielles mais il n'y a pas de changement significatif du taux de tassement. C'est une propriété inhérente à la tourbe. La loi de tassement ne suit plus la loi de dissipation des pressions interstitielles. L'utilité des drains de sable est sérieusement mise en doute par cette observation.
  - 4) Les drains de sable n'améliorent pas le taux de tassement lors de la phase de consolidation secondaire.
  - 5) Le remaniement dû au fonçage peut entraîner des tassements totaux supérieurs à ceux qui auraient été obtenus si le massif était demeuré intact.
  - 6) Le remaniement dû au fonçage peut conduire à une diminution de la résistance au cisaillement globale à court terme du massif.
  - 7) Il existe un nombre important d'exemples pour lesquels des drains ont été inutiles et même ont desservi les intérêts du projet.

Des drains de sable mis en place par forage (méthode sans déplacement) peuvent être utilisés pour stabiliser un massif de tourbe. Un tel choix devrait être basé sur une étude approfondie de la perméabilité in situ au site de construction. Il est recommandé de vérifier l'efficacité des premiers drains installés et périodiquement des suivants par des essais de pompage. La méthode de construction doit être contrôlée rigoureusement. Les restrictions 1, 3 et 4 données précédemment dans le cas des drains foncés sont valables dans le cas des drains forés.

Des drains de sable ne seront donc utilisés qu'en dernier recours quand les délais de construction y obligent. L'utilisation de drains foncés au lieu de drains forés conduit à une économie considérable par le choix possible d'un espace-ment plus grand entre drains. L. Casagrande recommandait pour New Jersey Turnpike un espace-ment variant de 9,1 à 18,3 m (30 à 60 pi), ce qui contraste avec l'espace-ment de 1,8 à 3,7 m (6 à 12 pi) utilisé auparavant dans le cas de drains foncés. Dû à un délai très court imparti à la construction, on utilisa finalement un espace-ment variant de 4,6 à 9,1 m (15 à 30 pi).

Du point de vue de la stabilité, les sections drainées sont plus stables que les sections flottantes. Les tassements différentiels y sont également moins importants.

Des drains de sable peuvent être efficaces pour stabiliser les couches d'argile ou de silt compressible sous-jacentes aux couches de tourbe.

5) *Coût des drains.* Le coût par  $m^3$  de matériau stabilisé peut varier de \$1,5 à \$3. Le Laboratoire central des Ponts et Chaussées donne un coût par mètre linéaire installé variant de 20 à 50 francs. Rutledge (1969) donne, figure 47, un coût par pied carré de surface stabilisée avec drains de sable et surcharge, en fonction de la profondeur du dépôt organique. La surface stabilisée peut recevoir des charges de  $0,15 \text{ kg/cm}^2$ .

## 8. Conclusions

Les méthodes de construction de remblais sur massifs de tourbe sont nombreuses. Nous les avons envisagées successivement dans le texte. Il est fréquent que l'économie du projet ou le temps imparti à la construction nécessite que l'on utilise simultanément plusieurs des méthodes envi-

sagées ici individuellement. Il est fréquent, par exemple, d'utiliser conjointement des drains de sable et un chargement contrôlé ou une surcharge.

Pour un site donné plusieurs solutions sont généralement possibles à priori. Une telle situation peut être considérablement simplifiée si l'on dispose d'une investigation suffisante du sous-sol et des résultats d'essais de laboratoire. Lors de l'étude, on devra fréquemment revenir aux cinq facteurs à l'origine du choix d'une solution.

- 1) Les caractéristiques des sols de fondation.
- 2) Le profil de l'autoroute et son alignement. Il peut être possible d'éviter un traitement coûteux des fondations en contournant la zone de caractéristiques médiocres. De même un abaissement du profil, lorsqu'il est possible, peut éviter des problèmes de stabilité et de tassement, et diminuer en conséquence le coût du projet.
- 3) Le temps disponible pour la construction. La méthode la plus économique de traitement est généralement celle qui utilise le temps pour permettre la consolidation et l'accroissement de résistance au cisaillement du sol. Pour ce mode de traitement, on combine le chargement à taux contrôlé, la surcharge temporaire et les périodes d'attente. Habituellement un contrat de construction court sur une période de deux ans avec des périodes pour stabilisation de 6 à 9 mois.
- 4) La disponibilité des matériaux de remblaiement et les possibilités de l'équipement local.
- 5) L'emplacement du projet. Les coûts élevés d'expropriation interdiront l'usage de bermes stabilisantes. Les effets de la construction du remblai sur des structures adjacentes ou les voies de communication déjà existantes devront être considérés.

Il n'est généralement pas retenu de méthodes différentes pour un tronçon donné du projet. Le choix de la méthode repose alors sur l'analyse des zones les plus critiques du projet. La tendance actuelle est d'utiliser la méthode par préconsolidation avec surcharge temporaire de matériau granulaire ou la méthode par chargement contrôlé, conjointement ou non avec des drains de sable. Les deux méthodes ont l'avantage de s'adapter aux conditions variables rencontrées le long du tronçon considéré, mais elles reposent également sur une étude spécifique incertaine. Elles nécessitent un contrôle sérieux en cours de construction. Leur économie ne vaut que par la possibilité qu'elles offrent de modifier la séquence de construction à partir de l'analyse immédiate du comportement du remblai en cours de construction. En particulier, elles permettent de faire une économie substantielle en prenant un risque calculé. Là où une rupture ne risque pas d'endommager des structures avoisinantes on pourra adopter un facteur de sécurité faible si l'on dispose sur place de l'équipement et des matériaux nécessaires à la construction immédiate de bermes stabilisantes. Le caractère fiable des instruments de mesure installés en place et les conséquences d'une rupture, quant au coût et au comportement futur du remblai, devraient être envisagés avant d'accepter de prendre ce risque. Dans tous les cas, le risque pris et les bénéfices qui pourraient en résulter devraient être partagés par le constructeur, le maître de l'œuvre et le client. Si l'on s'attachait à mettre au point, dans les années qui viennent, des méthodes économiques de prévision et surtout de réparation en cas de rupture, il est probable que ces méthodes qui nécessitent un réajustement continu des opérations de construction auraient un développement

considérable. Elles seraient également à l'origine d'économies importantes.

La prévision du temps nécessaire à la stabilisation du remblai demeure incertaine, en particulier quand le sol médiocre se prête mal à des essais de laboratoire. Dans le cas de petits projets on n'a d'autre solution que celle d'établir une fourchette raisonnable des taux de tassement. Pour les projets importants on aura recours à un remblai d'essai s'intégrant par la suite au remblai définitif.

## BIBLIOGRAPHIE

- BOURGES, F., M. CARISSAN, C. MIEUSSENS (1970) : *Etude et construction des remblais sur vase*. Bulletin de liaison des Labo. routiers P. et Ch., № 49.
- BRAWNER, C. O. (1958) : *The muskeg problem in British-Columbia Highway Construction*. Proc. of the 4th Muskeg Res. Conf., NRC, ACSSM Tech. Memo 54.
- BROCHU, P. A., J. J. PARE (1964) : *Construction de routes sur tourbières dans la Province du Québec*. Proc. Ninth Muskeg Res. Conf., NRC, ACSSM Tech. Memo 81.
- BRU, M., H. JOSSEAU (1964) : *Remblais sur sols compressibles. Inventaire des solutions*. Journées de mécanique des sols, Rouen.
- CASAGRANDE, L. (1966) : *Construction of embankments across peaty soils*. Journal Boston Soc. Civil Engrs. Vol. 53, № 3.
- CASAGRANDE, L., S. G. POULOS (1969) : *On the effectiveness of sand drains*. Canadian Geotechnical Journal, № 6.
- GARRAS, A. (1967) : *Moorsprengungen in Schleswig-Holstein und Bayern 1958/1963*. Strassen und Tiefbau, Dtsch., № 11.
- JOHNSON, J. STANLEY (1970) : *Foundation precompression with vertical sand drains*. Proc. ASCE Soil Mech. and Found. Div., Vol. 96, SM1.
- HANRAHAN, E. T. (1964) : *A road failure on peat*. Geotechnique, Vol. 14, № 3.
- HILLIS, S. F., C. O. BRAWNER (1961) : *The compressibility of peat with reference to the construction of major highways in British Columbia*. Proc. of the 7th Muskeg Res. Conf., NRC, ACSSM Tech. Memo. № 71.
- LAKE, J. R. (1961) : *Pore pressure and settlement measurements during small-scale and laboratory experiments to determine the effectiveness of vertical sand drains in peat*. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth.
- LEA, N. D., C. O. BRAWNER (1963) : *Highway design and construction over peat deposits in Lower British Columbia*. Highway Res. Record, № 7.
- LEA, N. D., C. O. BRAWNER (1959) : *Foundation and pavement design for highways on peat*. Proc. of the 40th Convention of the CGRA.
- MAC FARLANE, I. C. (1969) : *Muskeg Engineering Handbook*. University of Toronto Press.
- MARTINEAU, J. O. (1955) : *Muskeg Problems in Quebec Highway Construction*. Proc. of the Western Muskeg Research Meeting, NRC, ACSSM Tech. Memo 38.
- MOORE, L. H. (1966) : *Summary of Treatments for Highway Embankments on Soft Foundations*. Highway Research Board, № 133.
- MORAN, PROCTOR, MUESER and RUTLEDGE (1958) : *Study of deep Soil stabilization by vertical sand drains*. U.S. Dept. of the Navy, Bureau of Yards and Docks, Rept. No. y 88812, Washington, D.C.
- PERRIN, J. (1969) : *Classification des sols organiques*. Rapport de recherche № 1, Lab. cent. P. et Ch., Organe technique régional de Lyon.
- PORTER, O. J., L. C. URGUHART (1952) : *Sand drains expedited stabilization of marsh section*. Civil Engineering, Janv. 1952.
- RAYMOND, G. P. (1969) : *Construction method and stability of embankments on muskeg*. Canadian Geotechnical Journal, № 6.
- ROOT, A. W. (1958) : *California Experience in construction of highways across marsh deposits*. Highway Research Board, Bull. 173.
- RUTLEDGE, P. C. (1970) : *Utilization of marginal land for urban development*. Journ. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, SM1, Jan.
- SEVALDSON, R. A., R. SCHILTKNECHT (1963) : *Comportement d'un remblai routier construit sur un sol de faible capacité portante*. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Wiesbaden, Dtsch., vol. 1.
- STARRING, J. W. (1971) : *Sand fill pumped 15 miles for interstate construction*. Civil Engineering, ASCE, Feb. 1971.
- TANGUAY, L. (1971) : *Le remblai évidé de Saint-Vallier*. Routes du Québec, № 1.
- TESSIER, G. (1969) : *Construction de routes sur muskeg par la méthode de surcharge*. Séminaire terminal de la session d'études « Techniques routières », Paris, juin 1969.
- TESSIER, G. (1971) : *Coûts de construction routière*. Ministère de la voirie du Québec, Service des sols et matériaux.
- VAUTRAIN, J., J. PUIG (1969) : *Expérimentation du Bidim*. Lab. Gen. P. et Ch., Bulletin de liaison des Laboratoires routiers, № 41.
- WEBER, W. G. Jr. (1967) : *Performance of embankments constructed over peat deposits*. Journal Soil Mech. Found. Div. ASCE, № 1, SM1.

Adresse des auteurs :

Ecole polytechnique  
Département de Génie civil  
2500 Marie Guyard  
Montréal P.Q. Canada

## Divers

### Société suisse pour la construction de machines-outils et la technique de fabrication (Sigle allemand GWF)

Que fait l'industrie suisse des machines-outils pour soutenir la formation professionnelle et la recherche appliquée ?

La Société suisse pour la construction de machines-outils et la technique de fabrication (GWF) a eu sa cinquième assemblée générale à Zurich, le 8 juin 1972. La société vise au développement technique et scientifique des machines-outils et des techniques de fabrication en Suisse. Elle voit sa tâche principale dans le financement de l'*Institut pour la construction de machines-outils et la technique de fabrication* (IWF) placé sous la direction du professeur E. A. Matthias. L'institut manque actuellement de place et cette situation ne sera corrigée qu'au moment où il pourra se loger dans les nouveaux bâtiments de l'EPFZ au Hönggerberg. Toutefois, il rend déjà de grands services

à l'Ecole polytechnique et l'industrie suisse par ses travaux de recherche et en offrant des facilités pour exécuter des travaux de diplôme, des doctorats et organiser des cours pour l'industrie. Le budget annuel de l'institut s'élève à environ 1,3 millions de francs dont plus du tiers est financé par l'EPF pour l'éducation des ingénieurs tandis que la GWF y contribue pour environ Fr. 300 000.—. Le reste est financé à parts égales par l'industrie sous forme de travaux de recherche payés et par les fonds de la Confédération pour la recherche.

Les travaux de recherche concernent les domaines suivants :

1. Techniques de mesure
2. Procédés de fabrication
3. Machines de production et leurs éléments (commandes hydrauliques, commandes numériques, vibrations et stabilité des bâtis)
4. Systèmes de fabrication, plans d'opération, etc.