Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 84 (1958)
Heft: 1: Routes en béton, fascicule no 2

Artikel: Les pistes routières en béton précontraint
Autor: Panchaud, F.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-63475

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: 16.07.2025

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

84e année Lausanne, 4 janvier 1958 N° 1

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL
de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)
de la Section genevoise de la S.I.A.
de l'Association des anciens élèves de l'E.P.U.L. (Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE
Président: J. Calame, ing. à Genève
Vice-président: † G. Epitaux, arch. à Lausanne
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: Cl. Grosgurin, arch.; E. Martin, arch.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Gardel, ing; A. Chevalley, ing.; E. d'Okolski, arch.; Ch. Thévenaz, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION
de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: A. Stucky, ing.
Membres: M. Bridel; R. Neeser, ing.; P. Waltenspuhl, arch.
Adresse: Ch. de Roseneck 6, Lausanne

RÉDACTION
D. Bonnard, ing.
Rédaction et Edition de la S. A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Adresse: Case Chauderon 475, Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse Fr. 26.—	Etranger	Fr. 30.—
Sociétaires	» » 22.—	»	» 27.—
Prix du numéro	» » 1.60		

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande », N° II. 57 75, Lausanne.
Adresser toutes communications concernant abonnement, changements d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29, Lausanne

ANNONCES
Tarif des annonces:

1/1 page	Fr. 275.—
1/2 »	» 140.—
1/4 »	» 70.—
1/8 »	» 35.—

Adresse: Annonces Suisses S. A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales

SOMMAIRE

Les pistes routières en béton précontraint, par F. Panchaud, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne
La route expérimentale de Möriken, par le Dr A. Voellmy, chef de service au Laboratoire fédéral d'essai des matériaux à Zurich
Divers
21e journée de la haute fréquence — Bellerive-Plage a vingt ans
Organisation et formation professionnelles
Pour un enseignement post-universitaire européen concernant les ingénieurs — L'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne crée un cours de génie atomique
Chronique
Les Congrès — Bibliographie — Carnet des concours — Documentation générale — Documentation du bâtiment — Service de placement
Supplément: Annexe au « Bulletin S.I.A. » N° 15

LES PISTES ROUTIÈRES EN BÉTON PRÉCONTRAINT

par F. PANCHAUD. ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne [1]

I. Généralités

1. *Introduction*

Aujourd'hui la chaussée en béton est un système de construction qui a fait ses preuves et qui rivalise avantageusement dans de nombreux cas avec les chaussées souples. Cependant, l'obligation de prévoir des joints de contraction relativement rapprochés, pour lutter contre les conséquences des déformations du béton, reste la critique principale que beaucoup opposent à ce genre de revêtement. Aussi recherche-t-on une technique qui permette de supprimer les joints et de réaliser un revêtement continu semblable à ce point de vue au revêtement souple.

L'application de la précontrainte, en conférant artificiellement au béton une résistance accrue à la traction, est une solution tentante. L'idée n'est pas nouvelle, puisqu'elle a été appliquée à des réalisations spectaculaires comme les pistes d'aviation d'Orly et d'Alger, qui sont connues de tous les spécialistes. La transposition d'une telle technique à la construction de pistes routières a également fait l'objet d'une intéressante application sur un tronçon de route près de Bourg-en-Bresse.

En Suisse, jusqu'à ces dernières années, rien n'avait été entrepris dans ce domaine. Aussi est-il apparu intéressant d'en étudier une application. On a choisi à cet effet deux ouvrages de modeste envergure, puisqu'il s'agit de deux chemins vicinaux de 2,50 m de largeur et de 500 m et 334 m de longueur.

L'objet de cette communication est de rappeler successivement les problèmes posés, de décrire les ouvrages exécutés, de grouper les observations effectuées à cette occasion et de commenter les résultats acquis.

2. *Rappel des problèmes posés par les pistes en béton précontraint*

Certes, une piste routière doit résister en premier lieu aux efforts mécaniques provenant des charges roulantes ;

[1] Communication présentée au *1er Congrès de la route en béton*, Rome, 16-19 octobre 1957. (Voir *Bulletin technique* du 21. XII. 57.)

mais, à l'examen, ce problème se révèle relativement facile à résoudre ; l'ingénieur sait choisir en général les dimensions des ouvrages capables de résister à des forces extérieures données.

La vraie difficulté est ailleurs. Il s'agit de réaliser pratiquement un élément en béton de grande longueur, plusieurs centaines de mètres, sans joints de contraction permanents.

Les efforts intérieurs qui se développent alors dans de telles constructions, sous l'effet des déformations entravées par des liaisons mal connues et mal définies, sont beaucoup plus difficiles à supputer que ceux dus aux charges, qui sont d'origine pratiquement élastique. Le retrait et le fluage du béton, et les variations de température, provoquent une déformation combinée qui est rarement compatible avec les liaisons imposées à la dalle par son contact sur le sol ; il en résulte un état de contraintes de co-action qui, à son tour, se modifie avec le temps ; en outre les forces antagonistes sont dues aux frottements, et de ce fait sont toujours incertaines. A un instant donné, rien n'est défini, tous les critères dépendent de ce qui s'est passé antérieurement, et en particulier de la rapidité de l'évolution des causes. L'étude mathématique d'un tel jeu d'effets relève des méthodes du calcul des corrélations et de données statistiques encore très peu connues. Aussi doit-on se contenter d'une évaluation grossière des grandeurs-limites en jeu.

Dans ces conditions, si l'on veut étudier un cas concret, pour limiter dans toute la mesure du possible les incertitudes des données, il faut déterminer par des essais préliminaires aussi exactement que possible les facteurs pouvant intervenir, en particulier les caractéristiques des matériaux employés et la nature des sols de fondation sur lesquels reposeront les pistes. On a donc procédé à une série d'essais comportant des recherches géotechniques, des essais sur les bétons et des essais de charge. Tous ces essais ne sont peut-être pas nécessairement indispensables, mais à priori il est apparu préférable de grouper le maximum de renseignements.

En résumé. le problème qui se pose lors de la construction des pistes en béton précontraint revient à la détermination de l'effort de précontrainte qu'il faut exercer pour éviter une rupture de la piste, soit la formation d'un joint naturel, en préconisant la manière de l'exercer pour qu'il soit efficace, ce qui entraîne l'étude de deux problèmes annexes :

a) Influence des déformations du béton.

b) Influence des forces de frottement de la piste sur le sol de fondation.

Les déformations du béton provoquent une modification de l'effort de précontrainte. Les forces de frottement, qui sont toujours antagonistes à toute tendance de mouvement relatif, s'opposent à la transmission intégrale des forces de précontrainte et en général tendent à conserver tout état de déformation acquis.

3. *Les solutions de principe*

Les pistes précontraintes se composent en principe d'une dalle en béton de faible épaisseur, soumise à un effort de précontrainte longitudinal, reposant sur un matelas de sable. Dans le sens transversal, si la piste est large, on peut aussi exercer un effort de précontrainte.

Deux principes peuvent être envisagés pour exercer les efforts de précontrainte :

a) La précontrainte est appliquée par l'intermédiaire de câbles longitudinaux noyés dans le béton, courant d'une extrémité à l'autre de la dalle, que l'on met en compression en s'appuyant aux extrémités. La dalle apparaît alors comme un monolithe posé sur le sol, soumis à une compression moyenne uniforme.

b) La précontrainte est obtenue en sertissant rigidement ou élastiquement la dalle entre deux culées fixes, placées aux extrémités du tronçon à précontraindre. Ces deux culées peuvent être distantes de 500, 1000 ou 2000 m ou même davantage, sans inconvénient.

Ce deuxième mode de faire peut être appliqué sous deux formes : la liaison de la dalle aux culées est rigide, c'est-à-dire que la dalle est butée directement sur la culée fixe, après avoir été précontrainte, ou encore la dalle et les culées sont reliées élastiquement par une attache formant un ressort déformable dans le sens longitudinal. Ce dernier système impose entre la dalle et la culée un joint de dilatation pouvant s'ouvrir et se fermer.

Il n'est pas question de discuter les avantages et les inconvénients de ces deux systèmes. Signalons simplement que dans le cas d'une piste routière, le désir de créer une continuité aussi complète que possible conduit le constructeur à adopter de préférence la liaison rigide entre culée et dalle supprimant ce joint, quoiqu'un tel joint ne soit pas une sujétion d'importance puisqu'il serait distant de 500, 1000 ou 2000 m.

Les pistes de Naz faisant l'objet de cette communication sont conçues selon les deux principes de pistes avec câbles et de pistes avec culées fixes, en renonçant dans ce dernier cas à la liaison élastique.

II. Description des deux pistes de Naz

1. *Caractères généraux*

Les deux pistes en béton précontraint exécutées à Naz pendant l'été 1955, à titre d'essai, ont respectivement 500 m et 334 m de longueur, 2,50 m de largeur et 0,12 m d'épaisseur ; elles sont fondées sur des sols peu favorables, compressibles, sensibles à la fois au gel et aux variations d'humidité.

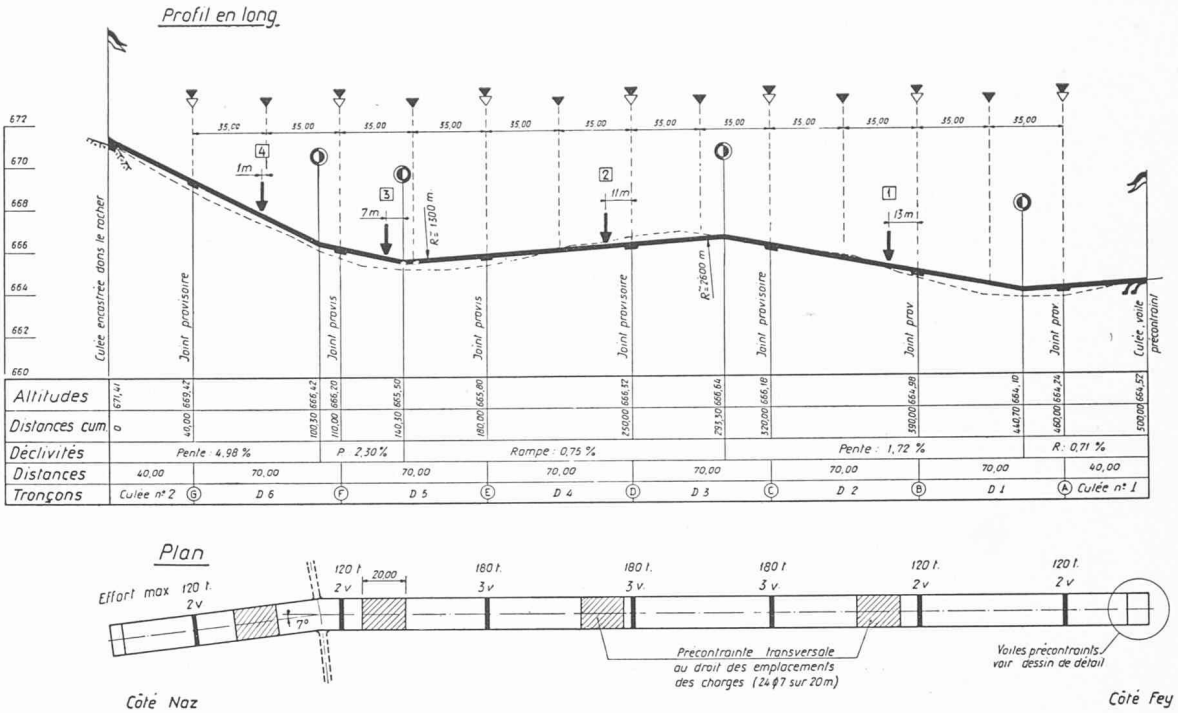
Le tronçon I, de 500 m, appartient au système de pistes avec culées extrêmes fixes, ancrées dans le sol. Le tronçon II, de 334 m, est un type avec câbles Freyssinet, sans culée.

La structure générale des deux tronçons est identique ; ils sont formés d'une dalle en béton de ciment Portland de 12 cm d'épaisseur et de 2,50 m de largeur, reposant sur une couche de sable fin roulé tout venant de 0,12 m d'épaisseur. Cette couche a été répandue sur l'infrastructure constituée par le terrain naturel après excavation et roulage (fig. 1).

2. *Tronçon I avec culées fixes*

En plan, ce tronçon de 500 m n'est pas rectiligne. A 110 m d'une de ses extrémités, l'axe longitudinal dévie d'un angle de 7°. Ce changement de direction coïncide avec le croisement d'une autre piste en béton ordinaire, qui constitue une butée horizontale efficace, capable d'absorber l'éventuelle composante latérale de la force de précontrainte. Lors de la mise en compression, on

TRONÇON I



TRONÇON II

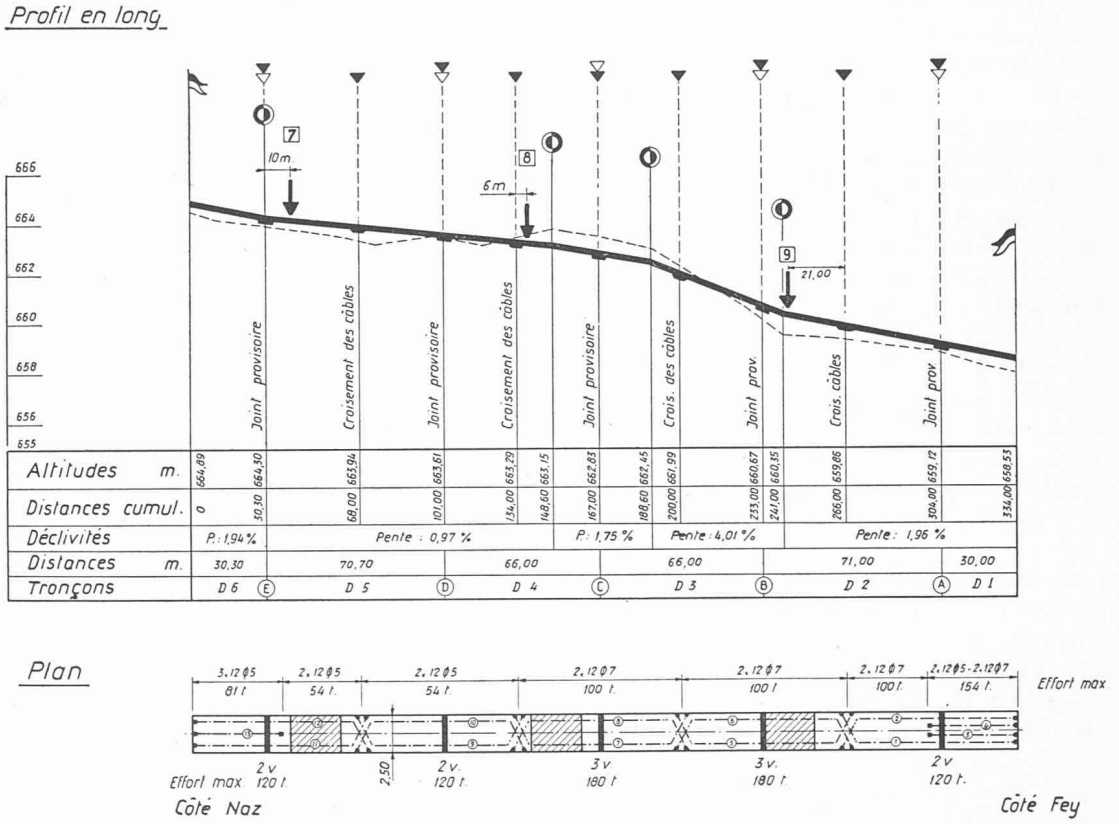


Fig. 1. — Caractéristiques générales des deux pistes, et emplacements des essais de charge.

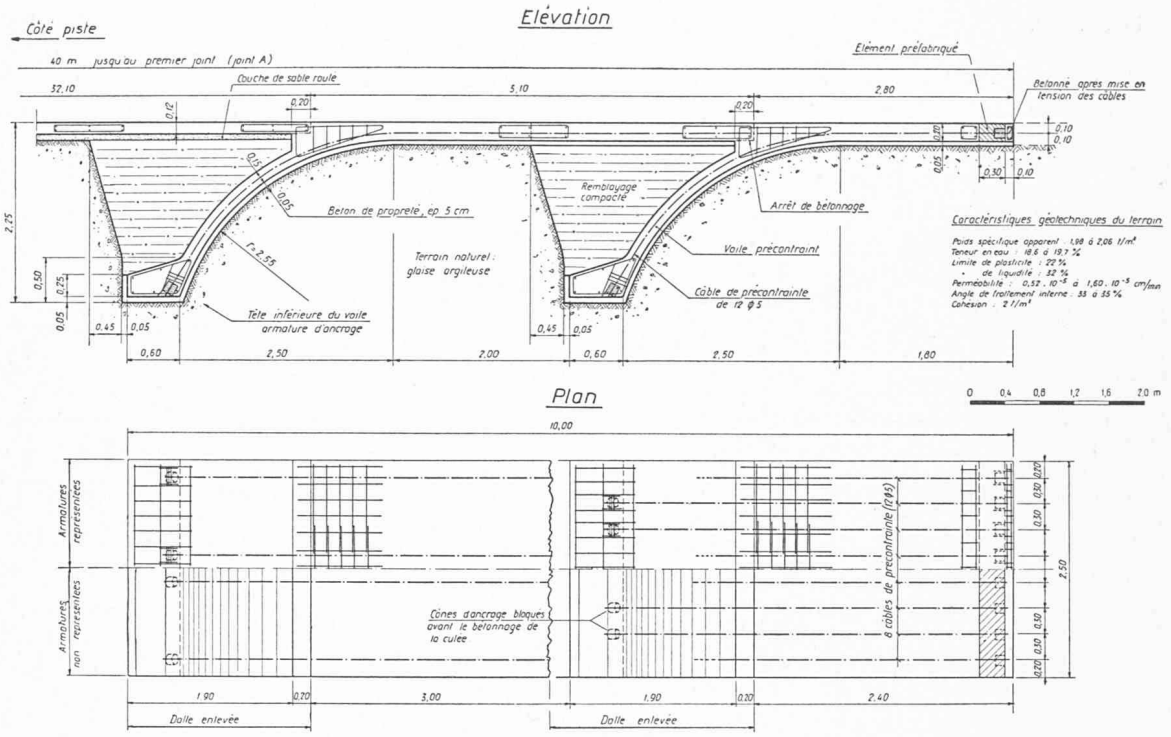


Fig. 2. — Tronçon I. Culée fixe avec voiles en béton précontraint.

a constaté que cette force de butée, sans être négligeable, est peu importante ; cela tient probablement au fait que l'angle de déviation est faible et que les forces de frottement sur le sol sont importantes.

Le profil en long présente des déclivités de sens opposé formant un dos d'âne et une cuvette ; le rayon du dos d'âne est de 2600 m, celui de la cuvette de 1300 m (fig. 1). On s'est trouvé placé dans des conditions plutôt défavorables par rapport à ce qui se présente sur une route de grande circulation. On a pu se rendre compte que les variations de déclivité dans le sens longitudinal peuvent parfaitement être admises pour les pistes en béton précontraint.

Les culées, adaptées aux conditions locales du sol, sont de deux types :

A l'une des extrémités, on rencontre un sol résistant à une faible profondeur, constitué par une molasse résistante ; le massif de culée est formé d'un bloc de béton encastré dans cette molasse et dans lequel la dalle s'encastre à son tour par quelques armatures en acier doux.

A l'autre extrémité, on rencontre des terrains argileux consolidés ; on a adopté le type de culée avec voiles précontraints (fig. 2). La culée proprement dite a 10 m de longueur. Elle est constituée par la dalle de chaussée, dont l'épaisseur a été portée à 20 cm, qui forme un massif de butée, et par deux voiles courbes en béton précontraint résistant à la traction, ancrés dans cette dalle de butée et qui s'enfoncent progressivement dans le sol de 2 m environ. Le sol a été excavé dans le terrain argileux naturel en suivant la forme courbe des voiles, qui ont également la même largeur que la chaussée (fig. 3). Ces deux voiles ont 15 cm d'épaisseur ; ils sont en béton légèrement armé et reposent sur une couche de béton de propreté de 5 cm, posée sur le terrain argileux. L'extrémité profonde des voiles forme un noyau de béton dans lequel on a placé les ancrages des

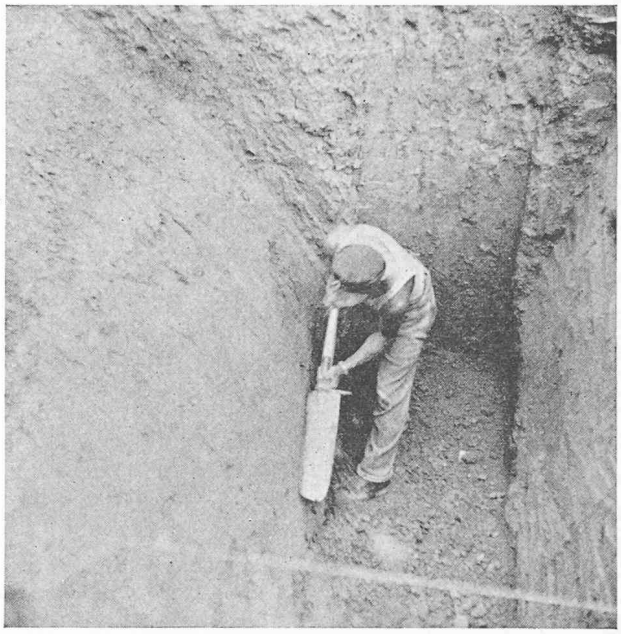


Fig. 3. — Tronçon I. Culée fixe. Excavations de l'appui de l'un des voiles dans le terrain argileux.

câbles de précontrainte, qui confèrent à chacun des voiles et à la culée leur résistance à la traction.

Après l'exécution des bétons des voiles, on a remblayé l'espace qui les sépare avec des matériaux compactés de même nature que le terrain naturel (fig. 4).

La culée a été calculée pour supporter un effort de précontrainte de 200 tonnes. Elle a été munie de huit câbles de 12 ∅ de 5 mm, soit quatre câbles par voile, qui aboutissent dans la dalle de butée de 20 cm d'épaisseur, et sont ancrés par des cônes du type Freyssinet (fig. 5).

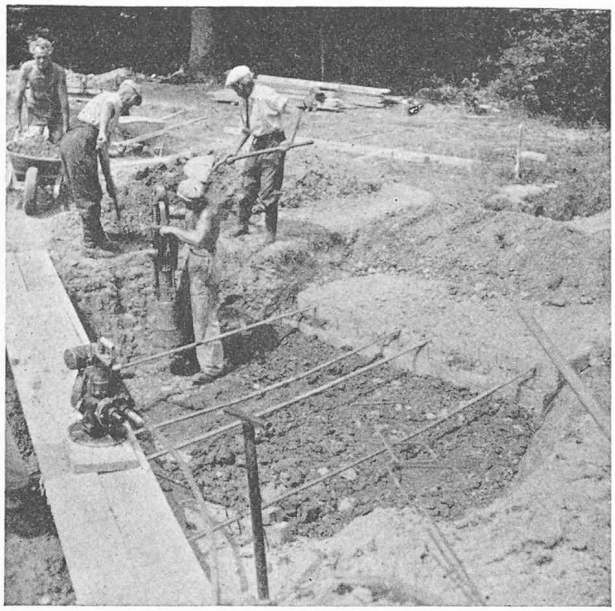


Fig. 4. — Tronçon I. Culée fixe. Compactage du remblayage sur les voiles.

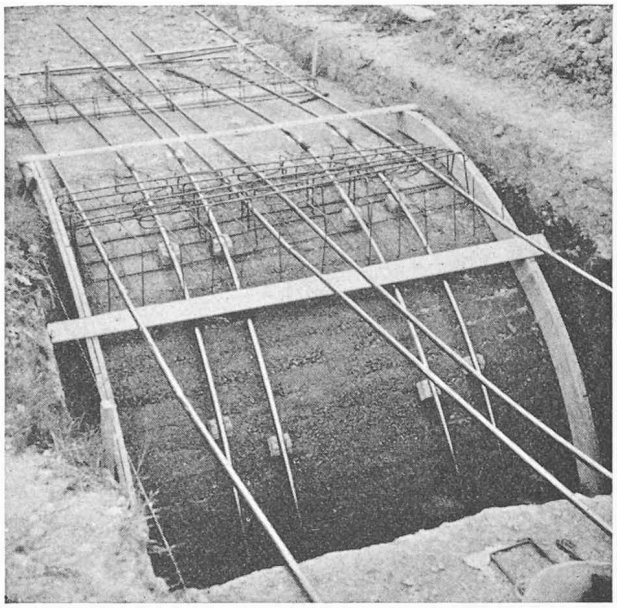


Fig. 5. — Tronçon I. Culée fixe. Câbles des voiles avant le bétonnage.

Les dimensions et profondeurs des voiles ont été déterminées en partant des caractéristiques géotechniques du sol formant les massifs de butée. Les prélèvements de terrain dans les massifs correspondants ont montré que le sol avait un angle de frottement interne minimum de 33° et une cohésion minimum de 2 t/m².

La stabilité de la culée au glissement s'est révélée tout à fait satisfaisante. Lors de la mise en précontrainte, les mouvements observés, de quelques dixièmes de mm, sont pratiquement insignifiants. Depuis lors, on a continué à observer le mouvement de cette culée et on a constaté que les déplacements restent de l'ordre du mm et sont négligeables par rapport à la déformation d'ensemble de la piste de 141 mm.

Entre les deux culées, la dalle de chaussée est constituée par une succession de six éléments de 70 m de longueur, séparés par sept joints actifs qui ont été complètement fermés après les dernières opérations de mise en précontrainte. Les deux joints extrêmes se trouvent à 40 m des extrémités de la piste. Après son achèvement, la piste apparaît sans joint sur la longueur totale de 500 m. Les joints actifs ont été prévus selon les principes adoptés pour les pistes d'aviation précontraintes. Ils sont destinés à permettre de créer successivement les efforts de précontrainte longitudinaux dans le béton de la dalle, au fur et à mesure que se développent les déformations lentes du retrait, et du fluage.

Si la dalle reposait sur le sol sans frottement, on pourrait, pour obtenir le même résultat, se contenter d'un seul joint actif, à l'instar de ce qui est adopté pour les clavages de voûtes de pont ; les forces de frottement qui se développent au contact de la dalle et de son infrastructure dès qu'un mouvement relatif entre ces deux parties tend à se produire, absorbent une partie de l'effort de précontrainte ; il en résulte qu'au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la section où l'on exerce la précontrainte, l'effort de compression longitudinal dans le béton de la dalle diminue. Si l'on multiplie le nombre des sections d'application de la précontrainte, en multipliant les joints, on diminue les pertes par frottement. La distance entre les joints actifs doit être choisie de façon que les compressions résiduelles dans la dalle, entre deux joints, où elles sont les plus faibles, restent encore suffisantes pour atteindre le but recherché. Si l'on connaît les coefficients de frottement sur le sol, on peut évaluer les limites entre lesquelles se distribue la précontrainte le long de la dalle entre deux joints.

Si l'on augmente l'écartement des joints pour en diminuer le nombre, et si l'on veut un même effort de précontrainte minimum, il faut augmenter en proportion l'effort qu'on exerce dans les joints.

Le joint actif où l'on applique la force de précontrainte est constitué par une saignée de 20 cm de largeur et de 18 cm de profondeur, séparant les deux éléments de dalle ; dans cette saignée, on intercale simultanément les vérins de compression et les cales de butée (fig. 6). Sur la largeur de 2,50 m, on a placé, suivant les joints, deux ou trois vérins, et sur la largeur restante les cales de butée (fig. 7).

Les vérins, selon le système Freyssinet, se présentent sous la forme de capsules plates en tôle, de forme allongée, de 12 cm de hauteur et de 44 cm de longueur, délimitées sur leur pourtour par un bourrelet de section pseudo-circulaire de 25 mm de diamètre. A l'intérieur de ces capsules, on injecte un fluide sous pression, de l'eau par exemple, jusqu'à 150 kg/cm². La force moyenne déployée par chacun de ces vérins peut atteindre ainsi 60 t. La course est limitée au diamètre du bourrelet, soit à 25 mm.

Pour augmenter la course, on peut mettre plusieurs vérins en série. Dans notre cas particulier, nous espérions ouvrir les joints de 35 mm environ ; nous avons prévu dans chaque bloc-vérin deux vérins capsulaires en série.

Les vérins capsulaires sont enrobés de part et d'autre de leurs faces dans des blocs de béton armé ; ils se présentent alors sous la forme d'un bloc-vérin, que l'on peut facilement intercaler dans le joint. Il suffit de mater du mortier entre les blocs et les lèvres du joint

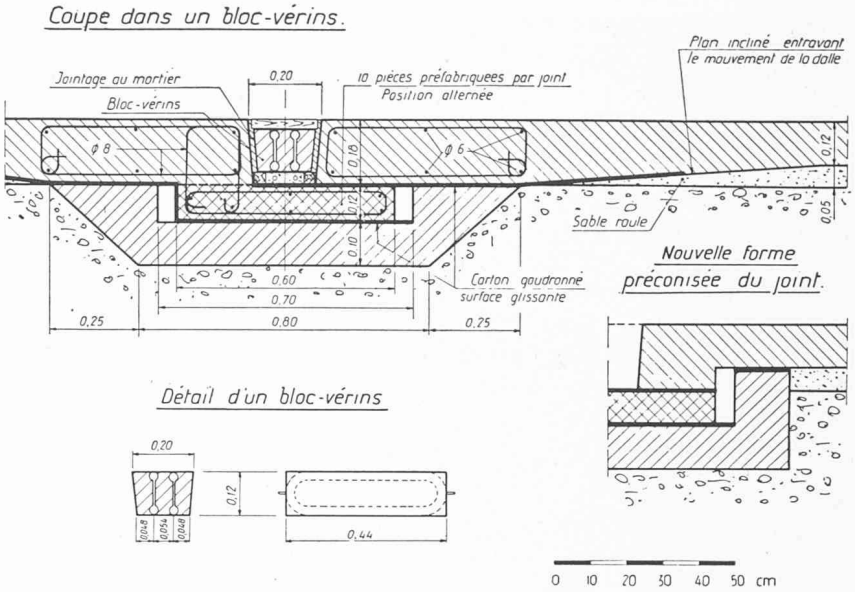
pour assurer un contact parfait permettant de transmettre les efforts. Après la dernière opération de mise en compression, les vérins sont remplis par un lait de ciment sous pression qui les bloque définitivement.

Pour jouer leur rôle, les joints actifs doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a) Les joints actifs doivent réserver la place aux blocs-vérins et aux blocs de calage, sans créer de dangereuses concentrations d'effort. On a prévu que les vérins n'occupent qu'une partie du joint ; on peut ainsi prévoir des cales qui assurent provisoirement la transmission des efforts de précontrainte tant que les vérins ne sont pas injectés. Ces cales sont préfabriquées ; au moment de la mise en compression, on chasse dans le vide dû à l'ouverture des joints des cales en bois dur ou des plaques de tôle. Si l'on devait renoncer aux blocs de calage, il faudrait pouvoir maintenir en pression permanente les différents vérins pendant toute la période qui s'étend entre la première mise en compression et le clavage définitif, soit six à huit mois.

b) Les joints actifs doivent permettre la libre translation dans le sens longitudinal de chacune des lèvres du joint. Pour que le libre mouvement dans le sens longitudinal soit assuré, on doit éviter toute butée accidentelle sur le sol. Même une face inférieure de la dalle légèrement oblique par rapport au plan moyen de la dalle est à proscrire. Dans notre cas particulier, l'épaisseur de la dalle au droit du joint était de 18 cm alors que l'épaisseur de la chaussée est de 12 cm ; nous avions toléré de rattraper cette différence de hauteur progressivement, sur une longueur de 1 m, sur le lit de sable de l'infrastructure ; à l'application, cette disposition s'est révélée néfaste. On doit éviter toute dénivellation de l'infrastructure de la dalle et choisir par exemple la disposition préconisée sur la figure 6.

c) Les joints actifs doivent empêcher un mouvement relatif des deux lèvres du joint dans des directions normales à la surface de la chaussée.



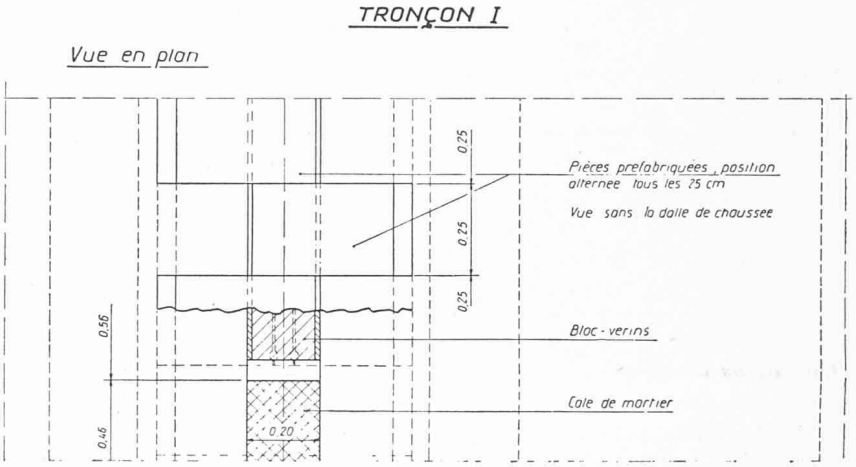
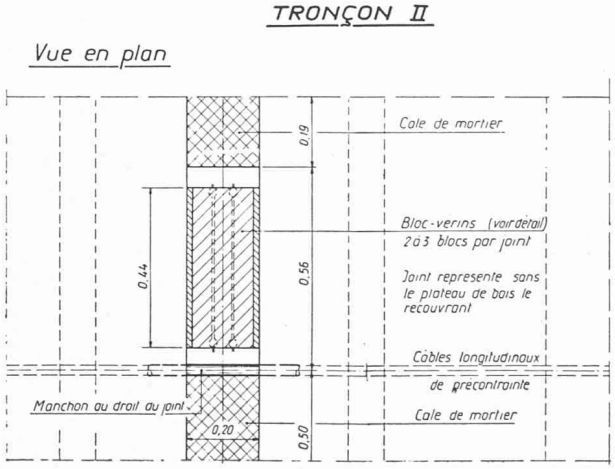
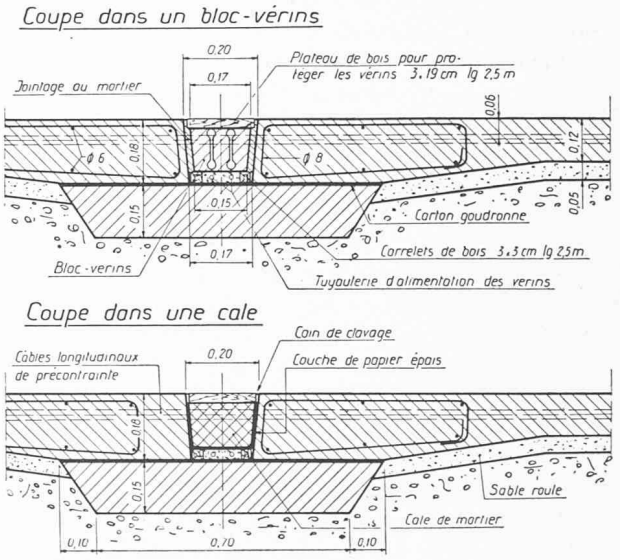


Fig. 6. — Tronçons I et II. Joints actifs.





La surépaisseur de la dalle au droit du joint crée des moments de flexion locaux qui tendent à séparer les deux parties de la chaussée en rompant sa continuité. Pour parer à ce risque, on doit prévoir un dispositif d'engrènement d'une dalle dans l'autre, sous forme d'un double peigne en béton armé, solidaire de chacun des tronçons de dalle ; les éléments de ce peigne peuvent être préparés d'avance et disposés sur la semelle de fondation du joint, avant le bétonnage de la chaussée, en laissant des armatures en attente,

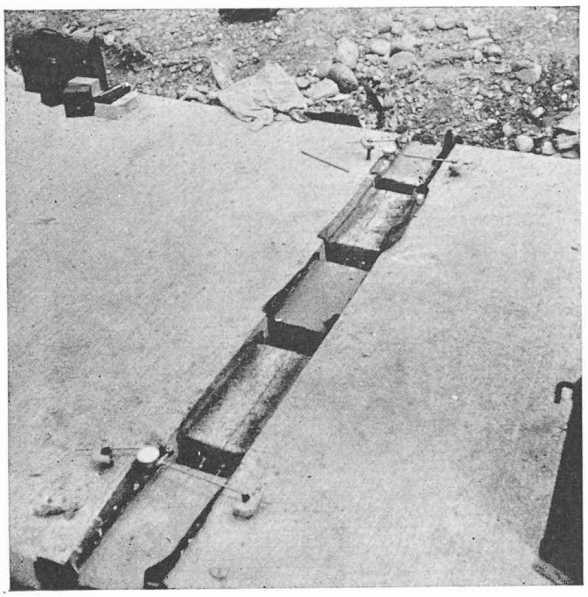


Fig. 7. — Joint actif avec deux blocs-vérins intercalés entre deux cales en béton. Les blocs-vérins sont partiellement ouverts.

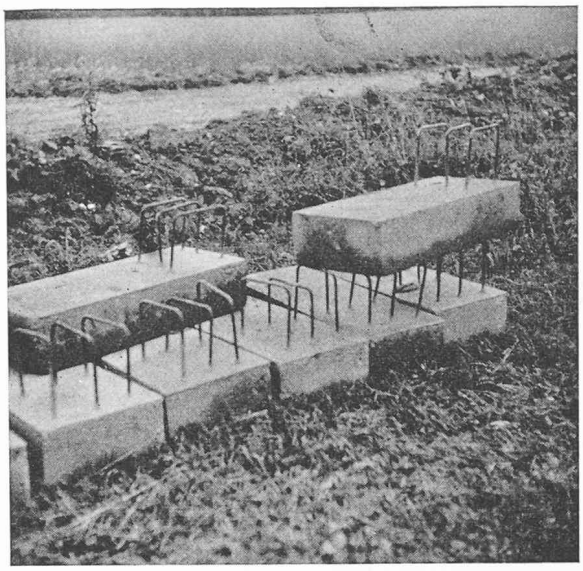


Fig. 8. — Tronçon I. Blocs préfabriqués formant les dents du peigne d'un joint.

qui seront enrobées au moment du bétonnage de la dalle (fig. 8). Nous signalons que les armatures d'attache des dents du peigne en béton et de la chaussée doivent être largement dimensionnées ; car les flexions secondaires qui prennent naissance lors de la mise en précontrainte sont mal connues. En général, la disposition prévue s'est révélée satisfaisante, sauf pour l'un des joints où des efforts secondaires intenses imprévus ont amené une fissuration locale des peignes.

Opérations de mise en précontrainte

La mise en précontrainte doit être appliquée en plusieurs étapes.

La première précontrainte doit s'exercer un ou deux jours après le bétonnage si l'on veut éviter une fissuration des dalles sous le seul effet d'un refroidissement accidentel avant que le béton ait atteint une résistance appréciable. Dans notre cas particulier, quelques fissures se sont produites dans la nuit qui a suivi le bétonnage, du fait qu'une pluie d'orage froide est tombée sur la dalle, après une journée chaude. La mise en précontrainte immédiate a permis de rétablir le contact entre les deux éléments de dalle, sans cependant faire disparaître les fissures.

La mise en précontrainte s'est faite à partir d'une des culées de la piste vers l'autre culée, par mise en charge progressive. Dans le premier joint qui suit l'une des culées, on met en charge les vérins à raison de 1/3 ou de 1/2 de la force maximum prévue, puis on passe au joint suivant où l'on applique la même force. On revient ensuite au premier joint que l'on soumet à la précontrainte maximum prévue pour l'étape considérée et on place le calage provisoire, correspondant au degré d'ouverture atteint. On procède de la même manière de proche en proche pour tous les joints de la piste. Lors de la mise en précontrainte, les joints s'ouvrent par suite de l'effet du raccourcissement du béton dû à l'effort de compression exercé. La comparaison des ouvertures des joints au cours de chaque étape avec l'effort exercé, donne une indication sur la répartition de l'effort de précontrainte le long de la piste.

Si le béton ne subissait ni fluage, ni retrait, l'opération de précontrainte pourrait s'effectuer en une ou deux fois, la deuxième fois intervenant dès que la résistance du béton serait suffisante. En fait, par suite du retrait et de la relaxation du béton, la dalle se décomprime progressivement dans le temps et il est nécessaire d'exercer à nouveau un effort de précontrainte après un certain temps pour compenser ces pertes. Dans notre cas particulier, les opérations de précontrainte se sont succédé du mois d'août jusqu'à la fin de l'hiver. A ce moment-là, on a procédé à la mise en précontrainte définitive en clavant les joints, remplissant tous les espaces par un béton à haute résistance fortement maté. Les vérins ont été injectés avec un lait de ciment. Aujourd'hui, la dalle apparaît comme continue sur les 500 m de sa longueur.

3. *Tronçon II avec câbles* (fig. 1)

Le tronçon II avec câbles est constitué, comme le tronçon I, par une succession de dalles séparées par des joints actifs, les câbles se recouvrant au milieu de chaque dalle de 70 m de longueur. Les joints actifs sont situés au milieu de l'intervalle entre deux croisements de câbles. Le tronçon a 334 m de longueur. Il est subdivisé en quatre éléments de 70 m et en deux éléments de 27 m. Les câbles sont répartis sur la largeur de la chaussée. Ils sont plus nombreux sur les éléments extrêmes qui résistent partiellement à la manière de longues culées par frottement sur le sol.

Les joints actifs sont tout autant nécessaires dans un tronçon avec câbles que dans un tronçon sans câbles. Ils jouent le même rôle qui consiste à rétablir de place en place la précontrainte intégrale dans la piste. Les câbles traversent les joints actifs qui comprennent comme pour le tronçon avec culée des vérins plats et des cales (fig. 9). A la différence des joints actifs avec culée, il n'est plus nécessaire de prendre des précautions spéciales pour éviter un décalage dans le plan vertical des deux lèvres du point. La combinaison des efforts des câbles et des vérins plats peut se faire normalement sans dispositif spécial.

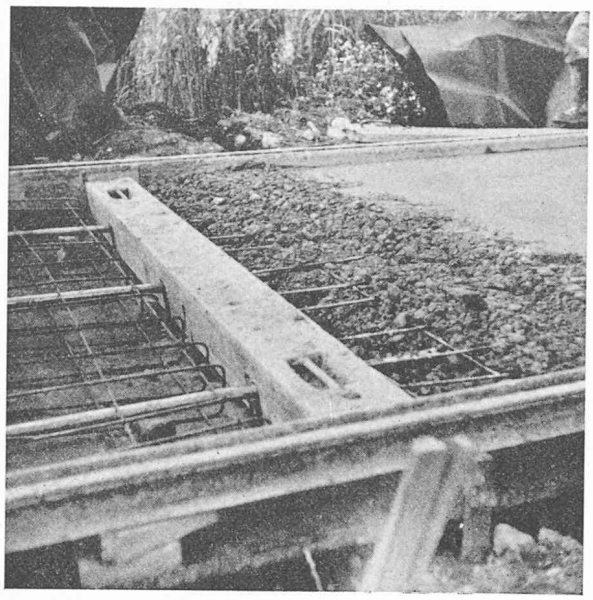


Fig. 9. — Exécution d'un joint actif du tronçon avec câbles ; un bloc de bois forme le coffrage de la saignée du joint.

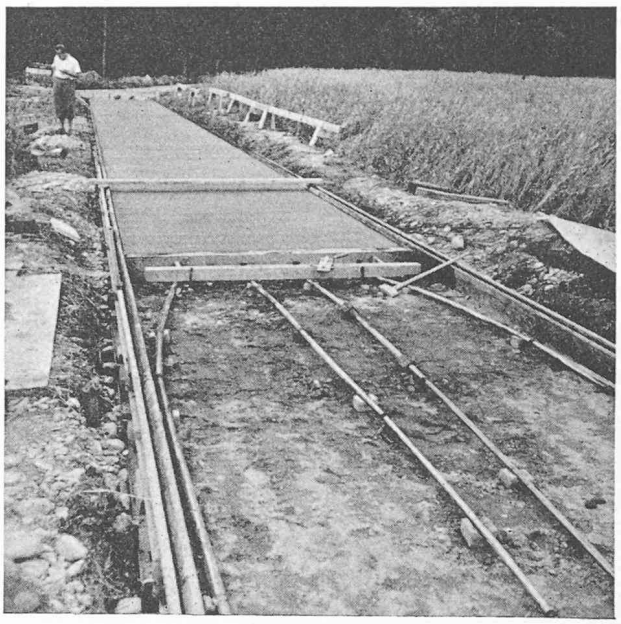


Fig. 10. — Tronçon II. Arrêt de bétonnage journalier au droit d'un joint actif : les câbles latéraux dans la partie non bétonnée sont déplacés provisoirement.

La mise en précontrainte des joints actifs s'est effectuée en plusieurs étapes comme pour le tronçon I avec culées, tandis que la mise en précontrainte des câbles a été faite une fois pour toutes. En définitive, le tronçon de route précontraint avec câbles apparaît comme un tronçon de route avec culée, les deux éléments de dalle extrêmes constituant des culées très longues. On peut concevoir que l'on puisse envisager la construction d'une piste précontrainte sans culées, où progressivement les deux zones des câbles des extrémités seraient remplacées par des zones sans câbles dès que la longueur des pistes serait assez grande. On arriverait ainsi à une piste formée de trois zones, les deux zones extrêmes munies de câbles dont l'importance diminuerait progressivement pour s'annuler à une distance telle que les forces de frottement agissant sur tout le tronçon d'extrémité soient suffisamment grandes pour absorber la poussée maximum de la zone médiane dépourvue de câbles. Dans le cas particulier, en supputant des coefficients de frottement sur le sol beaucoup plus faibles que la réalité, on avait estimé nécessaire de prévoir des câbles sur toute la longueur, réduisant seulement leur importance dans la zone centrale. En réalité, toute la deuxième zone médiane, sur 198 m, s'est comportée comme une piste sans câbles.

Au point de vue du coût, le tronçon avec câbles est notablement plus onéreux que le tronçon sans câbles, mais en général, dans un cas donné, les câbles resteront limités à la zone formant culée, et leur coût devra se comparer à celui des culées.

III. Les essais

1. *Généralités*

Les pistes de Naz devant constituer un champ d'expérience, dès le début de la construction, on a prévu de procéder à des essais de charge. On sait qu'un tel comportement dépend de plusieurs facteurs, les principaux étant les qualités du béton et la résistance des sols de fondation. On a procédé aux essais suivants :

a) les essais géotechniques des sols de fondation ;
b) les essais sur les bétons constituant la chaussée ;
c) les essais de mise en compression ;
d) les essais de charge proprement dits.

2. *Essais géotechniques*

Aux emplacements prévus pour les essais de charge, on a procédé :

a) à la détermination des qualités du sol au point de vue de la gélivité, de la sensibilité à l'eau, de la compressibilité et de la résistance au cisaillement ;
b) à la mesure de la portance des sols.

Ces essais ont été effectués par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique, sous la direction de M. le professeur D. Bonnard.

a) *Qualités des sols*

Les sols de l'infrastructure ont une composition granulométrique assez semblable ; ce sont des glaises argileuses, très gélives. Le tableau nº 1 récapitule les caractéristiques des couches de terrain naturel situées immédiatement au-dessous de la chaussée, aux différents emplacements prévus pour les essais de charge.

b) *Portances du sol*

On a mesuré les tassements du sol naturel sous l'effet de charges appliquées par l'intermédiaire de plaques circulaires de 16 cm, 30 cm et 75 cm de diamètre (fig. 11). On a pu déterminer les modules de déformabilité K et les modules de compressibilité M caractéristiques classiques de ce genre d'essais. Les résultats sont récapitulés dans le tableau nº 2, Portances des sols.

L'examen de ce tableau montre que les sols des emplacements 1 à 7 sont peu différents, tout particulièrement en ce qui concerne la portance. Les sols des emplacements 8 et 9 se distinguent par une résistance manifestement supérieure pour chaque type de plaque de charge.

Les critères choisis pour caractériser ces sols sont ceux que l'on adopte habituellement; ils conviennent pour des chaussées souples, où le tassement local est déterminant. Pour des chaussées rigides, formées de dalles en béton qui sont sensibles aux courbures et non aux tassements absolus locaux, il semble que ces caractéristiques K et M devraient être remplacées par une caractéristique nouvelle à définir, qui tiendrait mieux compte de la courbure de la déformée du sol. Ce fait étant apparu après nos essais de charge, il ne nous est pas possible aujourd'hui de faire encore une proposition concrète à ce sujet.

D'ailleurs on doit encore se demander si la couche de sable sous la dalle ne joue pas un rôle déterminant.

3. *Les bétons des dalles*

Les bétons des dalles ont été étudiés avec soin pour en déterminer toutes les caractéristiques pouvant intervenir d'une façon ou d'une autre dans le comportement des pistes, sous l'action des charges, ou sous l'influence des intempéries, et avec le temps. Ces essais ont été effectués par le Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole polytechnique de Lausanne sous la direction de M. le professeur Daxelhofer.

a) *Composition des bétons et mise en place*

Agrégats : sable 0-4 mm . . . . . 34 %
gravillons 5-15 mm . . 22,8 %
gravier 15-40 mm . . . 43,2 %
en volume

Liant : Ciment Portland d'Eclépens
300 kg/m³ de béton
Eau 134 à 139 l/m³

Mise en place par vibrateur de surface selon une machine mise au point par Routes en béton S. A.

Température de l'air lors de la mise en place minimum
+ 8°C
maximum + 28°C
Température du béton + 16°C env.

b) *La résistance moyenne en kg/cm²*

Ages :	1 j.	2 j.	3 j.	28 j.	90 j.	
Compression	75	155	225	390	485	kg/cm²
Flexion *	15	29	39	52	63	»

* sur prismes 12 × 12 × 36 cm³.

c) *Modules de déformation instantanée E*

Module de déformation dynamique en t/cm²

Conservation :	dans l'air	dans l'eau
à 30 j. . .	416 ± 13	415 ± 29
à 365 j. . .	423 ± 13	464 ± 14

Modules de déformation statique en t/cm² entre 5 et 40 kg/cm²

Conservation :	dans l'air	dans l'eau	Moyenne
à 52 j. . .	338	355	346
à 180 j. . .	370	363	365

E statique : 355 t/cm² moyenne admise.

d) *Coefficient de fluage K—1*

Le coefficient de fluage est le rapport entre la déformation de fluage et la déformation élastique instantanée. Les déformations de fluage ont été déterminées sur des

TABLEAU 1

Caractéristiques géotechniques de l'infrastructure (couche d'appui des dalles de chaussée).

Tronçons	I avec culées				Non précontraint		II avec câbles		
Emplacements	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Poids spécifique apparent t/m³	1,99	1,93	–	1,99	2,03	–	1,92	–	1,97
Teneur en eau naturelle %	17,1	20,3	–	25,7	20,5	–	21,7	–	17,8
Limites de plasticité %	21,0	22,7	–	21,2	23,2	–	31,9	–	24,2
de liquidité %	29,5	32,9	–	27,5	37,4	–	49,4	–	35,6
Perméabilité K cm/min 10^{-3}	1,1	4,2	–	2,5	0,36	–	–	–	0,34
Cohésion t/m²	3	–	–	4,1	4,2	–	4,2	–	6,3
Angle de frottement interne	22°	–	–	32°	21°	–	30°30'	–	35°

TABLEAU 2

Portances des sols.

K module de déformabilité kg/cm³
$K = \sigma_{sol}\ \delta$ δ = tassement
M = module de compressibilité kg/cm²
M = K × D D = diamètre de la plaque

Tronçons		I avec culées				Non précontraint		II avec câbles		
Emplacements		1	2	3	4	5	6	7	8	9
I Diamètre de la plaque 16 cm										
1ère charge	K	2,05	3,6	–	6,4	7,8	–	7,2	13,3	18,6
	M	33	58	–	103	126	–	116	213	298
II Diamètre de la plaque 30 cm										
1ère charge	K	1,76	2,06	–	3,5	4,7	–	3,3	7,1	9,4
	M	53	62	–	105	140	–	97	215	283
III Diamètre de la plaque 75 cm										
1ère charge	K	1,74	1,18	–	1,30	1,49	–	1,37	4,23	2,75
	M	130	88	–	97	112	–	103	317	206
2ème charge	K	4,61	3,60	–	4,44	–	–	3,52	9,76	7,72
	M	346	270	–	334	–	–	264	732	579

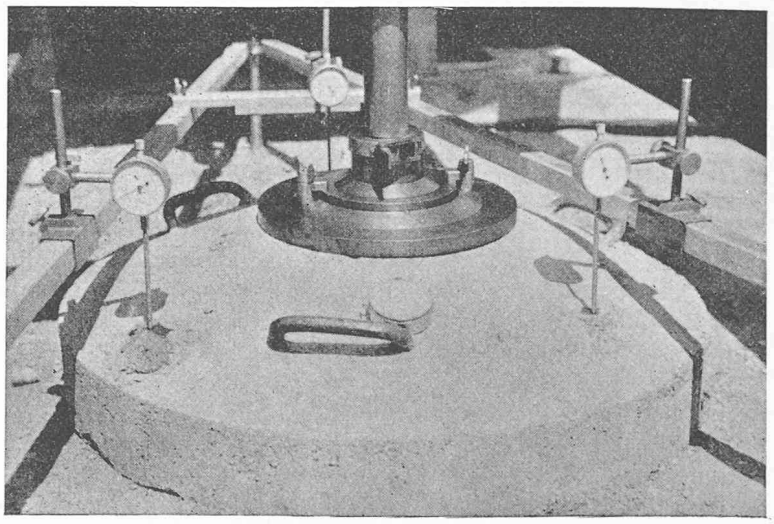


Fig. 11. — Essai de charge du sol d'appui avec la plaque de béton de 75 cm de diamètre.

La mesure du tassement s'effectue au moyen de trois fleximètres solidaires d'un bâti de référence prenant appui au large de la zone chargée.

prismes mis en compression à l'âge de 4 jours, dont l'une des faces est maintenue humide, tandis que l'autre reste sèche. Parallèlement on a examiné des prismes témoins non comprimés. La comparaison des résultats de mesure a permis de déterminer leur retrait.

Déformations spécifiques observées à 300 jours à 10^{-3}

Contraintes	0 kg/cm²	20 kg/cm²	40 kg/cm²
Face sèche	— 0,465	— 0,63	— 0,81
Face humide	0	— 0,15	— 0,33

Déformation après déduction du retrait, en 10^{-3}

Face sèche	0	— 0,165	— 0,345
Face humide	0	— 0,15	— 0,33
Moyenne	0	— 0,157	— 0,337
Déformation élastique avec E = 355 t/cm²		— 0,055	— 0,110
Coefficient de déformation K lente		2,84	3,06
Coefficient de fluage $K - 1$		1,84	2,06

Coefficient de fluage moyen $K - 1 = 1{,}95$

Le module d'élasticité différé sera alors de 355 : 2,95 = 120 t/cm²

e) *Retrait*

Le retrait moyen a été mesuré sur des prismes conservés dans l'air et dans l'eau. Il apparaît stabilisé à partir de 200 jours pour les éprouvettes conservées dans l'eau, et à partir de 250 jours pour les éprouvettes placées dans l'air. On a trouvé :

Retrait stabilisé en 10^{-3}

Conservation	dans l'eau	dans l'air
Age	200 j.	250 j.
	Gonflement	Retrait
Déformation	+ 0,19	— 0,20

Sur les prismes dont une face était sèche, tandis que l'autre humide, on trouve que le retrait moyen en 10^{-3} est :

— 0,465 : 2 = 0,233

f) *Coefficient de dilatation thermique*

Cette mesure est délicate, car il est difficile de s'affranchir de l'influence des variations d'humidité de l'air lorsqu'on fait varier la température. On a été conduit à ne considérer que les coefficients de dilatation correspondant à la conservation dans l'eau.

Coefficient de dilatation en 10^{-6}

Age du béton : 80 jours en moyenne

Limites de température	— 20°C à 0°C	0° à + 20°C
Coefficient de dilatation en 10^{-6}	7,5	9,3
Moyenne	8,5 10^{-6} (1 : °C)	

4. *Les mises en compression*

a) *Résultats des opérations*

Les mises en précontrainte ont été effectuées en plusieurs étapes. On a mesuré, au cours de chacune des étapes, l'ouverture des joints. Les ouvertures des joints sont récapitulées dans le tableau n° 3. On constate que la piste du tronçon I, sans câbles, a subi une déformation spécifique moyenne de $0{,}28 \times 10^{-3}$. La piste n° II, avec câbles, dans la zone comprise entre les deux sections constatées fixes, a subi une déformation spécifique moyenne du même ordre de grandeur égale à $0{,}27 \times 10^{-3}$.

Les efforts maximums exercés sur les joints sont variables d'un joint à l'autre et correspondent à des compressions moyennes qui sont de 40 et 60 kg/cm², suivant que l'on a des joints à deux ou trois vérins. Les raccourcissements moyens présumés lors de l'étude des projets étaient de 0,5 10^{-3}. On constate donc qu'avec les efforts de précontrainte maximums disponibles, on n'a pas pu atteindre les ouvertures de joints que l'on désirait.

Pour se rendre compte de la manière dont les déformations se produisent, on a récapitulé dans le tableau 4 les déformations moyennes et les contraintes moyennes instantanées qui en résultent lors des différentes mises en précontrainte du tronçon I sans câbles.

On constate que la première mise en compression, effectuée un à deux jours après le bétonnage, représente une part importante de la déformation. Le but de cette première mise en compression est de compenser le plus tôt possible les effets d'un raccourcissement accidentel d'un béton jeune partiellement lié à sa fondation. Pendant cette période, la résistance du béton à la traction est très faible, alors même que son module d'élasticité est déjà appréciable. Si un abaissement brusque de température de quelques degrés venait à se produire, il entraînerait un raccourcissement qui, ne pouvant pas se développer librement, provoquerait des tractions capables de fissurer la dalle. Si l'on réussit à compenser au préalable, par une mise en précontrainte, une partie des contraintes de traction qui peuvent se produire, on place le béton dans des conditions plus favorables.

Dans notre cas particulier, la précontrainte a été exercée entre un et deux jours : c'était déjà trop tard : une pluie orageuse froide tombée sur la dalle à la fin du premier jour a provoqué quelques fissures.

Les deuxième, troisième et quatrième mises en précontrainte, à l'âge de un mois, trois mois et quatre mois, créent les efforts essentiels. Lors de l'application de la deuxième précontrainte, on a constaté une diminution appréciable des efforts de la première mise en compression. Les mesures sont très difficiles, car les effets de frottement provoquent des perturbations du même ordre de grandeur que les différences d'efforts à évaluer.

Le tableau n° 5 donne le détail des ouvertures des joints du tronçon I lors de sa première mise en précontrainte. On constate que les ouvertures sont relativement importantes. Cela s'explique facilement puisque le béton est très jeune, mais il faut aussi admettre que cette première mise en compression s'accompagne d'une prise de position irréversible.

La dernière mise en précontrainte a eu lieu à la fin de l'hiver 1955-1956, après une période froide. Entre la quatrième et la cinquième mise en compression, on a fort peu gagné dans l'ouverture des joints. C'est pourquoi on a décidé de procéder au clavage définitif au début du printemps 1956, soit huit mois environ après le bétonnage, au moment où la dalle avait une température de quelques °C.

La compression effective moyenne de la piste est difficile à évaluer. On connaît la déformation spécifique moyenne qu'elle a subie entre la première mise en compression alors que sa température était de +16° C et le clavage final, à la température de +1° C.

Le raccourcissement observé comprend donc le raccourcissement d'origine thermique, le retrait et le raccourcissement d'origine mécanique, qui permettra d'évaluer la contrainte cherchée.

Le raccourcissement thermique peut se calculer en partant du coefficient de dilatation du béton de $8{,}5 \times 10^{-6}$ par °C et de la chute de température de 15° C.

On trouve $\varepsilon_t = -15 \times 8{,}5 \times 10^{-6} = -0{,}128 \times 10^{-6}$.

Le retrait n'a pas pu se développer complètement pendant cette période, la dalle étant constamment soumise à des alternances d'humidité et de sécheresse. On ne peut que se placer dans des cas extrêmes.

1er cas : Le retrait maximum $-0{,}2 \times 10^{-3}$ s'est produit.

La déformation résiduelle d'origine mécanique serait alors :

Déformation totale		$-\ 0{,}28 \times 10^{-3}$
Effet thermique	$-0{,}128 \times 10^{-3}$	
Retrait 100 %	$-0{,}20\ \times 10^{-3}$	$-0{,}328 \times 10^{-3}$
Déformation d'origine mécanique à 1° C		$+\ 0{,}048 \times 10^{-3}$

En tenant compte du module d'élasticité différé de 120 t/cm²* $\sigma = +\ 6$ kg/cm².

2e cas : Si le retrait effectif n'atteint que les 50 % de sa valeur moyenne, on trouve que la déformation mécanique est alors de $-\ 0{,}052 \times 10^{-3}$, ce qui correspond à une contrainte de compression permanente de -6 kg/cm².

On peut conclure de ce qui précède qu'au voisinage de 0°, la dalle subit une précontrainte moyenne pratiquement insignifiante. L'effet des mises en compression se réduit à faire disparaître tous les efforts provenant du retrait et de l'abaissement de température de 16° C à + 1° C ; on dispose à + 1° C de la totale capacité de résistance du béton.

Lorsque la température augmente, les contraintes ci-dessus augmentent à raison de 3 kg/cm² par degré, si la variation de température est très brusque, et à raison de 1 kg/cm² par degré si la variation de température est très progressive. On en conclut qu'à la température de 9°, par exemple, celle que nous avons eue au moment des essais de charge, les dalles devaient être soumises à une précontrainte moyenne de l'ordre de 9 kg/cm².

En conclusion, si la précontrainte des pistes routières de Naz n'a pas atteint les valeurs que l'on désirait pour lutter contre des tractions pouvant se produire lors de grands abaissements de température, on a réussi cependant à conférer au béton un état de résistance accrue, puisqu'à la température moyenne du lieu de +9°, il reste une compression résiduelle encore appréciable dans un béton dont la capacité de résistance a été augmentée, puisque les contraintes de déformation latentes dues au retrait et aux abaissements de température jusqu'à +1° ont disparu.

Un autre fait est à signaler : la compression examinée ci-dessus est une compression moyenne sur l'épaisseur de la dalle. En réalité, la face inférieure de la dalle, qui est toujours en contact avec le sol est soumise à une humidité pratiquement permanente. Elle se trouve alors dans des conditions semblables aux prismes d'essais que nous avons étudiés en laboratoire. On a constaté que sur ces prismes, la face située du côté humide ne subissait pratiquement pas de retrait. Par conséquent, sur cette face-là, il reste une compression permanente et relativement importante de l'ordre de 12 kg/cm² au moins. Ceci explique peut-être la bonne résistance des dalles aux essais de charge.

Tableau 3

Mouvements des joints actifs après les mises en compression

TRONÇON I avec culées (500 m.)										
Joints		A	B	C	D	E	F	G	Total mm.	Dates des mesures
Nombre de vérins		2	2	3	3	3	2	2		
Efforts maximums	t	120	120	180	180	180	120	120		
Ouvertures des joints en mm après :										
1re compression	16°C	8,0	6,9	7,4	10,3	9,3	4,1	6,0	52,0	VII 55
2e "	16°	8,4	13,2	5,0	12,8	6,7	11,3	11,9	69,3	IX 55
3e "	9°	13,4	19,2	9,0	16,8	12,7	16,3	17,9	104,3	XI 55
4e "	1°	19,9	20,4	22,3	19,7	18,3	21,1	17,9	139,6	XII 55
Finale	1°	20,4	21,1	23,3	21,8	18,9	18,1	17,7	141,3	XI 56
Raccourcissement moyen total sur 500 m $\varepsilon = -0{,}282 \times 10^{-3}$										

TRONÇON II avec câbles (334 m.)										
Joints		A		B	C	D		E	Total B+C+D sur 198 m.	Dates des mesures
Nombre de vérins		2		2	3	2		2		
Efforts maximums	t	120		120	180	120		120		
Ouvertures des joints en mm après				198 m.						
1re compression	16°C	(-8,6)		11,3	4,6	2,1		(3,2)	18,0	VII 55
2e "		(-8,8)		16,2	11,1	9,5		(6,2)	36,8	IX 55
3e "	9°	—		18,2	14,1	11,5		(8,2)	43,8	X 55
4e "	-1°	(1,0)		19,5	20,2	12,6		(11,1)	52,3	XI 55
Finale	1°	(0,5)		18,6	19,6	15,8		(10,5)	54,0	XI 56
Raccourcissement moyen total sur 198 m. $\varepsilon = -0{,}27 \times 10^{-3}$										

Remarque. Les sections de croisement des câbles entre les joints A et B d'une part et D et E d'autre part peuvent être admises comme fixes.

Tableau 4

Raccourcissements et contraintes moyennes instantanées lors des mises en compression successives du tronçon I.

Les contraintes instantanées dues à la première mise en compression ont été estimées en admettant $E_b = 200$ t/cm².

Opérations	Dates	Raccourcissements absolus mm	Raccourcissements relatifs 10^{-3}	Contraintes instantanées kg/cm²
1ère Compression	29.7.55	52	- 0,104	20 kg/cm²
2e "	19.8.55	17,3	- 0,035	12 kg/cm²
3e "	5.10.55	35	- 0,070	24 kg/cm²
4e "	2.12.55	35,3	- 0,071	24 kg/cm²
5e "	5.4.56	1,7	- 0,009	3 kg/cm²
		141,3	- 0,282	83 kg/cm²

Si la température moyenne des pistes atteint 40°, la compression moyenne montera et un effort important s'exercera sur les culées. Cet effort pourra atteindre 200 tonnes, valeur pour laquelle la stabilité des culées a été calculée.

5. *Frottements de la dalle sur le sol*

Lors de la mise en tension, on a procédé au préalable à une mesure du frottement de la dalle sur la couche de sable de contact avec le sol (fig. 12). A cet effet, on a appliqué l'effort de précontrainte sur l'un des joints actifs et on a observé le mouvement de la dalle à l'autre extrémité. L'effort a été poussé jusqu'à ce qu'une translation manifeste apparaisse. Connaissant le poids de la dalle et l'effort exercé, on a pu en déduire les forces de frottement. On a constaté ce que l'on savait déjà, c'est que la force de frottement initiale, lors du premier mouvement, est notablement plus élevée que les forces de frottement qui se produisent ensuite lorsqu'on reprend l'essai de glissement de la dalle sur le sol. Les coefficients de frottement ainsi déterminés varient entre 1,8 et 1,0. Ils sont beaucoup plus élevés que prévus et expliquent pourquoi il fut impossible d'ouvrir les joints de la quantité désirée. On avait choisi un sable dont l'angle de frottement interne était de 35° à 40° ; le frottement effectif s'est révélé plus grand.

Ces essais montrent que le coefficient de frottement peut varier entre des limites très grandes et, à notre point de vue, c'est le problème primordial qui domine l'exécution des pistes en béton précontraint. On se trouve en présence d'un problème très complexe ; d'un côté, on doit rechercher une couche glissante ayant un coefficient de frottement aussi bas que possible lors de la mise en précontrainte, et, d'autre part, on doit disposer d'une couche d'appui suffisamment résistante pour se consolider dès que les opérations de précontrainte sont terminées, pour maintenir la dalle dans l'état de déformation initial.

Pour réduire les frottements, on a procédé à des essais multiples en intercalant des feuilles de papier goudronné entre la dalle et le sol ou entre la dalle et la couche de sable. Il semble qu'une telle disposition, tout en restant malcommode pour l'exécution, n'apporte que peu d'amélioration. Cela tient au fait que quoiqu'il en soit la surface inférieure de la dalle reste irrégulière, présentant des protubérances qui engrènent dans le sable et empêchent les mouvements. Les recherches doivent être orientées vers une étude d'une composition granulométrique particulière de la couche d'appui, et le choix de l'épaisseur optimum.

6. *Les essais de charge*

Les pistes ont été soumises à une série d'essais de charge, pour étudier leur comportement et leur résistance. Ces essais ont été effectués à neuf emplacements, soit quatre emplacements sur le tronçon I, nos 1 à 4, deux emplacements sur les tronçons non précontraints, nos 5 et 6, et trois emplacements sur le tronçon II, nos 7 à 9, par le

Tableau 5

Mouvements des joints actifs lors des opérations de la première mise en compression. Tronçon I avec culées.

Joints	Dates	Temp °C	Efforts t	Ouvertures en mm Partielles	Totales
A	23.7.55	+22°C	64	3,23	8,19
	26.7.55	+16°C	104	4,96	
B	23.7.55	+22°C	–	1,77	6,85
	26.7.55	+16°C	110	5,08	
C	26.7.55	+16°C	64	3,72	7,36
	28.7.55	+16°C	104	3,64	
D	26.7.55	+16°C	96	6,27	10,30
	28.7.55	+16°C	156	4,03	
E	28.7.55	+16°C	96	5,99	9,25
	29.7.55	+20°C	156	3,26	
F	29.7.55	+20°C	110	4,13	4,13
G	29.7.55	+18°C	96	6,04	6,04
Raccourcissement total en mm.					52,12

Fig. 12. — La couche de sable après roulage, prête à recevoir le béton de la dalle.

Laboratoire de statique des constructions de l'Ecole polytechnique de Lausanne.

a) *Mode opératoire*

Les essais avaient pour but d'étudier l'effet d'une charge concentrée s'exerçant par l'intermédiaire de trois plaques de répartition de diamètres différents :

diamètre 16 cm, surface 200 cm² ;
diamètre 30 cm, surface 705 cm² ;
diamètre 75 cm, surface 4 470 cm².

Pour que la charge de contact soit uniformément répartie sur la dalle en dépit de la rugosité de la surface, on a intercalé entre les plaques et la dalle une feuille de caoutchouc.

La charge a été appliquée progressivement par l'intermédiaire d'un vérin prenant appui sur un bac métallique de 12 m de longueur, plein d'eau, pesant 30 tonnes, et qui s'appuyait à l'état de repos, à ses deux extrémités, sur des échafaudages prévus à cet effet, suffisamment éloignés de la charge (fig. 13).

b) *Mesure des déformations*

Les efforts dans la dalle sont essentiellement des flexions. Les déformations à observer sont donc avant tout les courbures locales et non les flèches absolues. Les courbures dépendent des flèches relatives, par rapport à un système de référence indéformable, mais non nécessairement immobile. A cet effet, on a mesuré en un grand nombre de points de la dalle, distribués autour de la surface d'application de la charge, les flèches relatives par rapport à un bâti de référence très rigide, prenant appui en trois points de la dalle. Les flèches ont été mesurées au moyen de comparateurs donnant le centième de mm. On a pu ainsi évaluer, avec une précision largement suffisante, les courbures autour des points de charge, et en particulier les courbures maximums dans les deux directions principales de la dalle. Au moyen des formules classiques reliant les courbures, les moments d'inertie et le module d'élasticité, aux moments fléchissants et aux contraintes, on a pu trouver les contraintes aux différents points de la dalle pour les cas de charge considérés.

c) *Succession des opérations*

En chaque point, on a fait varier progressivement la charge, en procédant successivement à des décharges pour mesurer les déformations permanentes (fig. 16). Pour établir une comparaison entre les différents emplacements de charge, on a confronté les résultats dus à une même charge maximum applicable à tous les emplacements choisis de façon que les déformations permanentes restent manifestement insignifiantes, soit la charge de 6,8 t. Dans les figures 17 à 25, on a reproduit les déformations

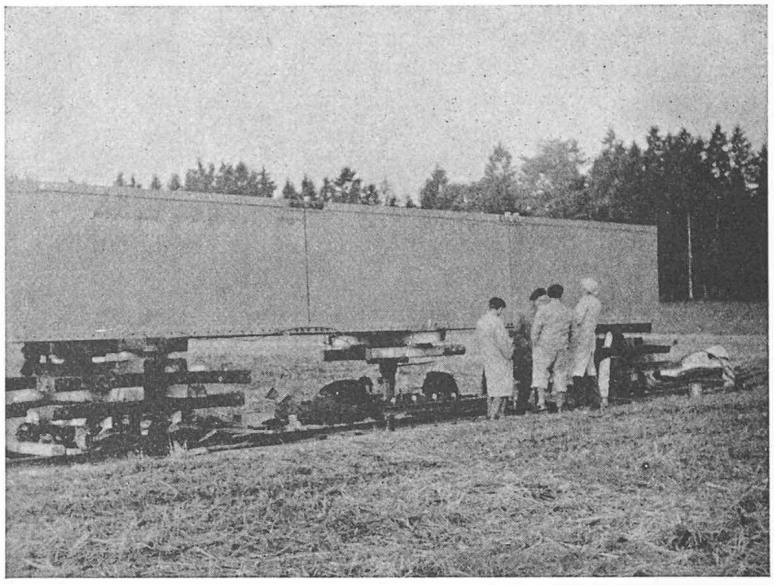
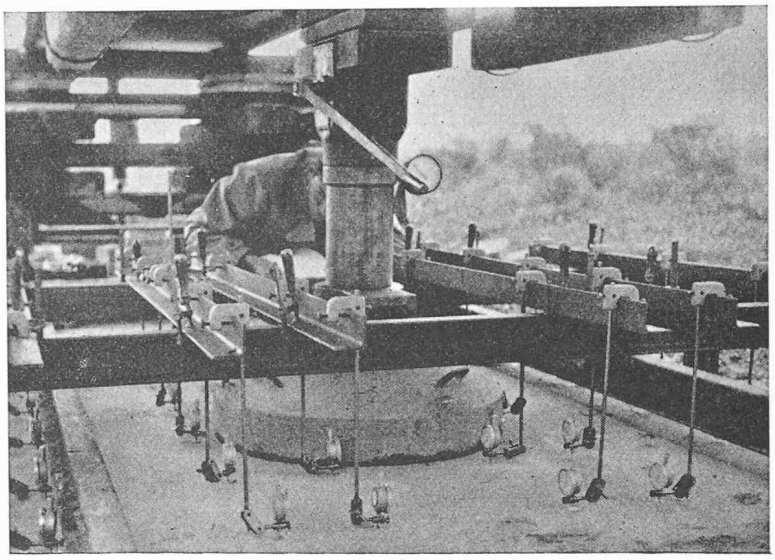


Fig. 13. — Essais de charge de la dalle.
Le bac métallique de 30 tonnes. Au centre le vérin de charge.



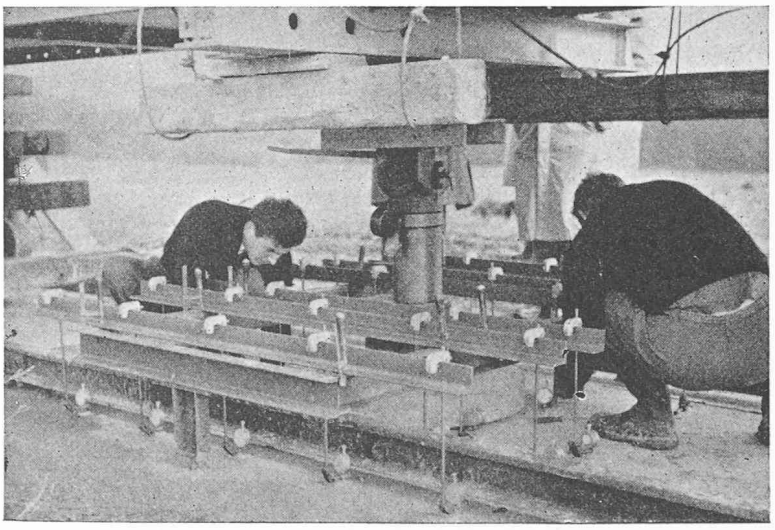


Fig. 14 et 15. — Essais de charge de la dalle, avec la plaque de répartition de 75 cm de diamètre.
Les différents fleximètres solidaires d'un bâti de référence à trois pieds.

observées en trois emplacements parmi les plus caractéristiques.

Les résultats donnant les contraintes aux différents emplacements de charge pour cette charge concentrée de 6,8 tonnes sont donnés dans le tableau n° 6. L'examen de ce tableau permet de tirer les conclusions suivantes :

1° Plus la charge est concentrée, plus les contraintes sont élevées.

2° Les contraintes dans le sens longitudinal sont plus faibles que les contraintes dans le sens transversal.

3° La capacité porteuse des tronçons précontraints apparaît plus élevée que celle des tronçons non précontraints. Les contraintes sont en général plus grandes. Il y a lieu de faire remarquer que le sol de fondation, aux emplacements choisis pour les dalles non précontraintes n°s 5 et 6, est de qualité médiocre.

4° Les emplacements 8 et 9 du tronçon II se montrent faiblement sollicités. Cela tient au fait que le sol de fondation a des résistances manifestement plus élevées, comme l'ont révélé les essais de charge sur le sol.

d) *Charges maximums et déformations permanentes*

On a récapitulé, dans le tableau n° 7, les charges maximums appliquées à chaque emplacement de charge, en donnant en même temps les flèches maximums et les flèches résiduelles après décharge. On constate que presque partout l'élasticité des dalles est encore manifeste même pour des charges importantes.

e) *Essais de rupture*

A l'emplacement d'une des dalles non précontraintes, on a procédé à une charge à outrance, sur une plaque de 16 cm de diamètre, pour obtenir la rupture. Cette dernière s'est produite sous la forme de deux fissures supérieures, qui sont apparues brusquement, de part et d'autre de la charge, transversalement à la dalle (fig. 26 et 27).

D'autres fissures secondaires se sont produites au voisinage de la surface d'application de la charge, sur la dalle.

La charge maximum que l'on a pu appliquer était de 25,4 tonnes sur une plaque de 16 cm de diamètre.

IV. Conclusions

Aujourd'hui, on ne peut tirer des expériences faites à Naz que des conclusions provisoires, puisqu'il importe d'observer le comportement des pistes avec le temps.

Jusqu'à maintenant, soit deux ans après l'exécution, on n'a pas constaté de faiblesses caractérisées, alors même que les pistes ont subi, sans protection de neige, les rigueurs de février 1956, période au cours de laquelle la température est descendue à —20° C pendant plusieurs jours.

La continuité de la piste sans joints est restée assurée, en dépit des fissures qui s'étaient formées les premiers jours après le bétonnage.

La résistance aux charges concentrées s'est révélée remarquable, alors même que

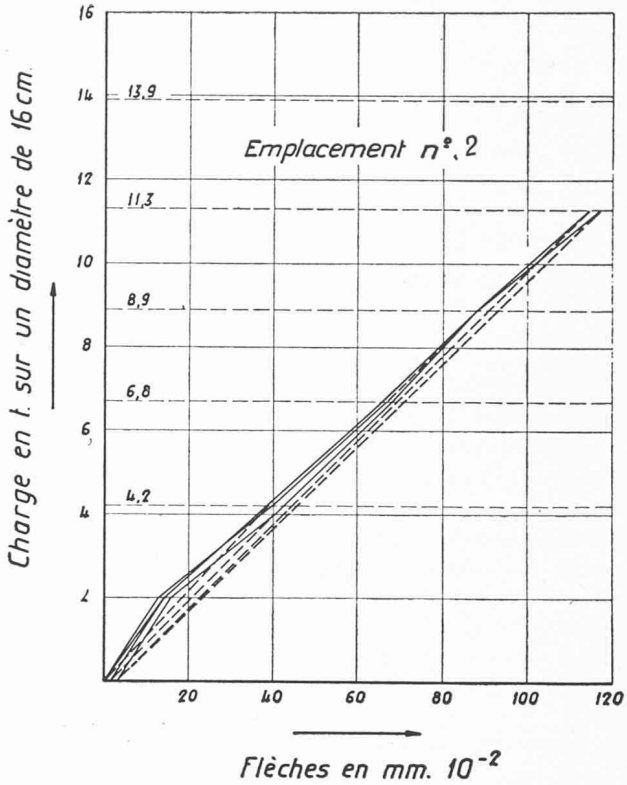


Fig. 16. — Exemple d'un cycle de charge, révélant l'apparition des déformations permanentes.

		Tronçon I				Non précontraint		Tronçon II		
Emplacements		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Flèches max. en 10^{-2} mm	ϕ16cm	79	65	48	54	29	50	63	37	42
	ϕ30cm	65	51	41	50	24	44	53	27	35
	ϕ75cm	38	25	30	24	14	17	23	16	20
Contraintes de flexion en kg/cm²	ϕ16cm l	75	66	52	44	35	68	53	25	36
	ϕ16cm t	89	80	46	55	41	57	73	32	36
	ϕ30cm l	52	43	49	39	22	43	41	21	30
l. Sens longitudinal	ϕ30cm t	75	52	48	46	24	36	51	20	30
t. Sens transversal	ϕ75cm l	23	14	19	15	11	12	18	10	13
	ϕ75cm t	19	14	12	12	8	9	12	8	11

Tableau 6
Flèches maxima et contraintes de flexion pour une charge de 6,8 t.

		Tronçon I				Non précontraint		Tronçon II		
Emplacements		1	2	3	4	5	6	7	8	9
ϕ16cm	Charge max. t	8,4	11,3	11,3	11,3	13,9	11,3	11,3	13,9	13,9
	Flèche max. 10^{-2} mm	95	114	91	102	75	101	119	90	108
	Flèche résid. 10^{-2} mm	9	5	4	8	4	8	9	12	10
ϕ30cm	Charge max. t	11,3	13,9	13,9	13,9	13,9	11,3	11,3	13,9	13,9
	Flèche max. 10^{-2} mm	111	116	96	116	63	89	102	71	94
	Flèche résid. 10^{-2} mm	9	5	11	4	7	6	11	11	11
ϕ75cm	Charge max. t	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4
	Flèche max. 10^{-2} mm	130	98	95	81	51	66	86	56	79
	Flèche résid. 10^{-2} mm	28	16	18	29	6	7	20	13	19

Tableau 7
Charges maxima appliquées en t. Flèches maxima et flèches résiduelles.

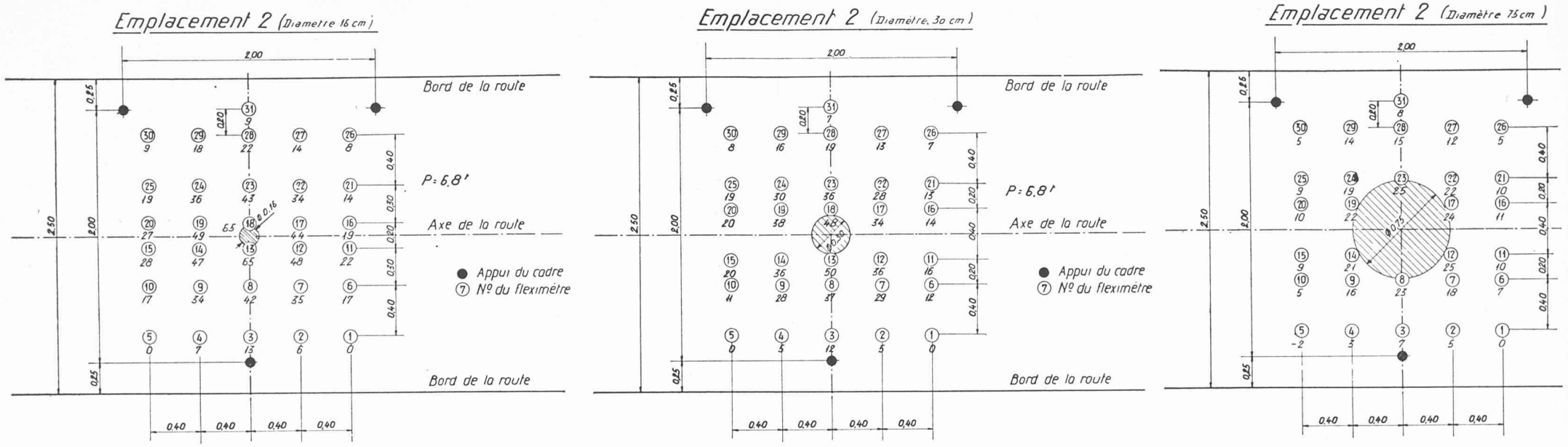


Fig. 17, 18 et 19. — Emplacement 2. Déformations relatives pour les 3 plaques de répartition.

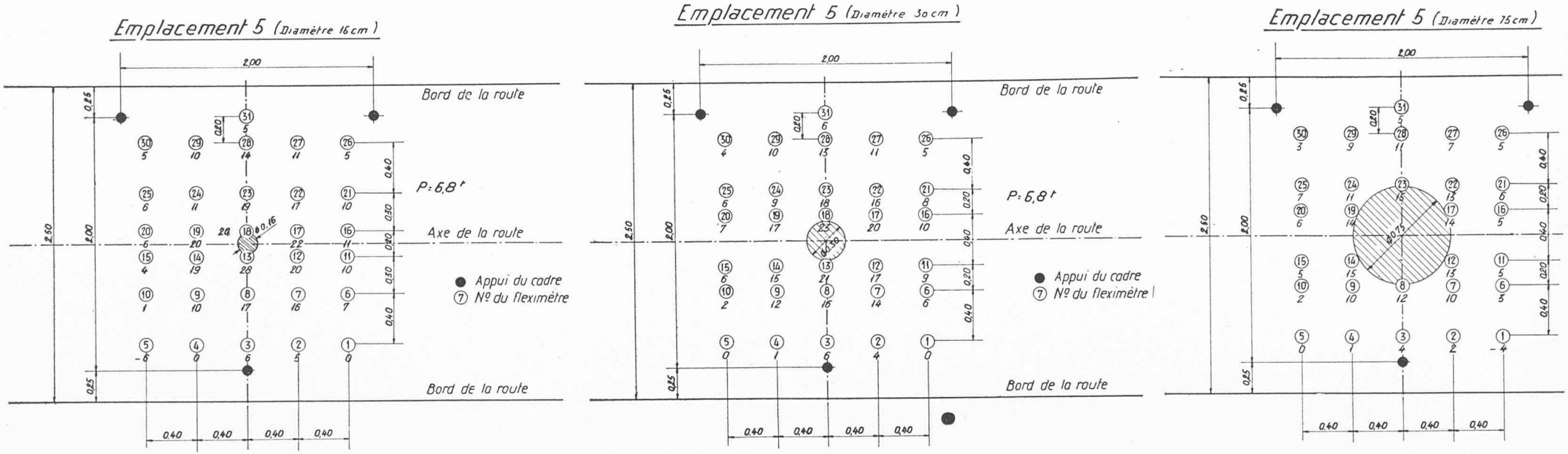


Fig. 20, 21 et 22. — Emplacement 5. Déformations relatives pour les 3 plaques de répartition.

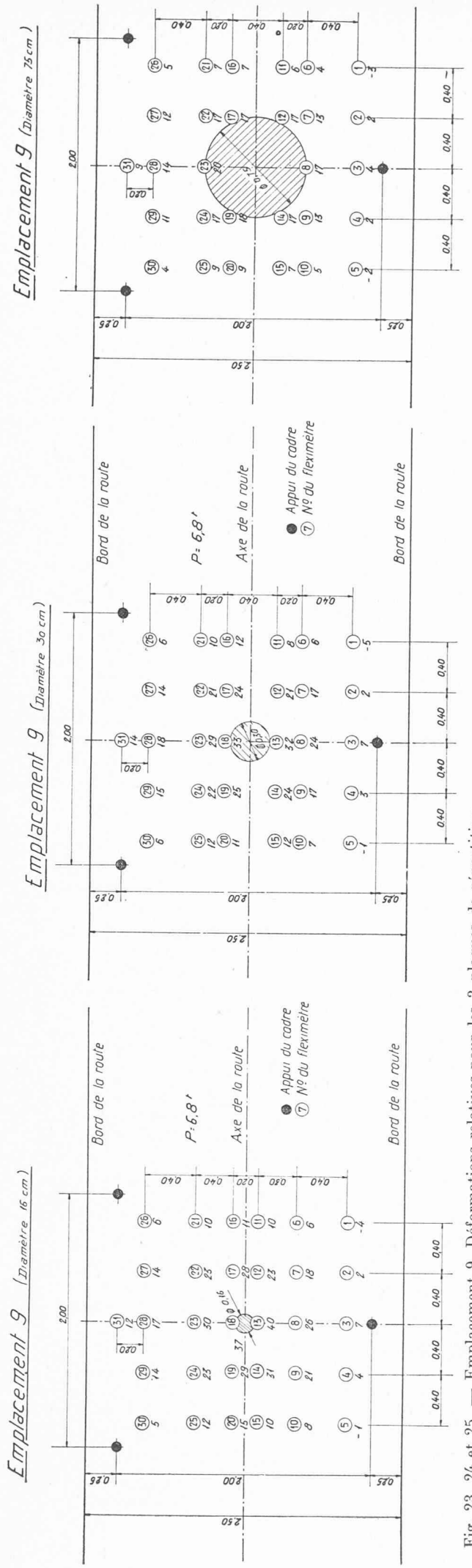


Fig. 23, 24 et 25. — Emplacement 9. Déformations relatives pour les 3 plaques de répartition.

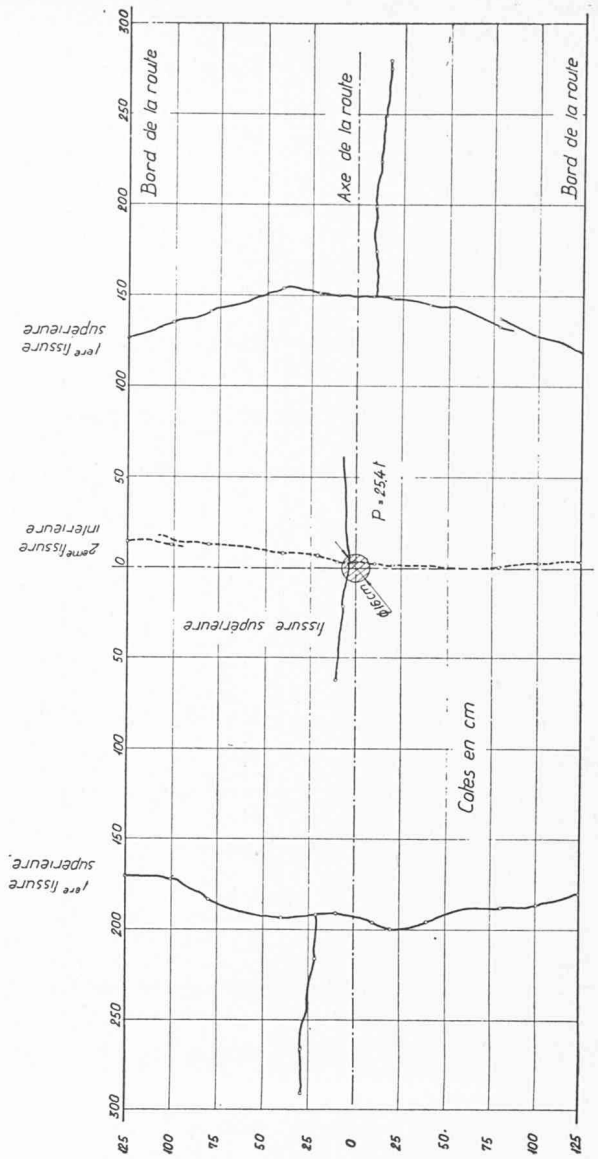


Fig. 27. — Essai à outrance. Dalle non précontrainte. Fissures observées au moment de la rupture.

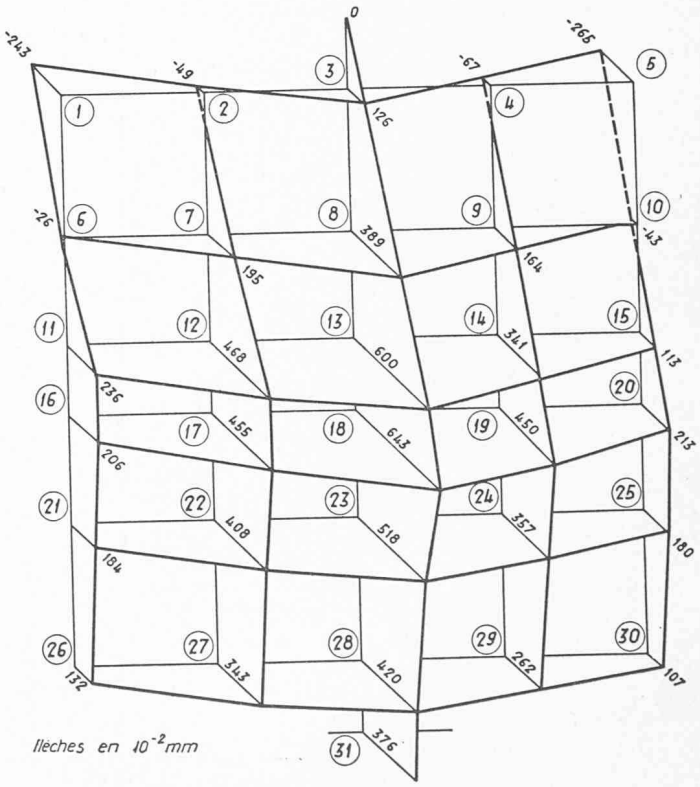


Fig. 26. — Essai à outrance. Dalle non précontrainte, épaisseur 14 cm. Déformée relative pour une charge de 25,4 t sur une plaque de répartition de 16 cm de diamètre.

le sol de fondation est médiocre, malgré les faibles compressions résiduelles de précontrainte. Il semble que l'on confère déjà au béton une meilleure résistance à la traction, en compensant seulement la déformation de retrait au moyen de la précontrainte.

La piste sans câbles doit être préférée, chaque fois que cela est possible, à la piste avec câbles, dont le prix de revient est plus élevé. L'emploi de câbles doit être limité à des tronçons courts, lorsqu'on veut supprimer les culées.

Le choix de la couche d'appui reste le problème fondamental qui doit préoccuper tout constructeur de piste précontrainte. Il est toujours posé ; comment trouver une couche qui offre les frottements minimums lors de la mise en compression et acquiert une consolidation lorsque la déformation de précontrainte est acquise ?

Toutes les dispositions constructives pouvant créer une force antagoniste additionnelle au contact de la dalle et du sol doivent être proscrites : la face inférieure de la dalle doit être plate.

L'exécution des joints actifs pourrait être perfectionnée en supprimant les calages intermédiaires et en maintenant en permanence les vérins en pression.

En définitive, malgré les difficultés rencontrées lors de la réalisation des pistes de Naz, les pistes routières en béton précontraint constituent une solution techniquement possible d'un revêtement continu en béton, de grande longueur, sans joints permanents.

Ces essais ont été effectués avec l'appui du Fonds fédéral des recherches routières, du Service des améliorations foncières de l'Etat de Vaud, de Routes en béton S. A., de la Société technique pour les applications du béton S.T.A.B., S. A., à Lausanne, en collaboration avec la Société technique pour l'utilisation de la précontrainte STUP à Paris. Les entreprises Bianchi, Précontrainte S. A. et Losinger & Cie ont exécuté les travaux et fourni le matériel pour les essais.

LA ROUTE EXPÉRIMENTALE DE MÖRIKEN

Précontrainte et pertes de tension

par le Dr A. VOELLMY, chef de service au « Laboratoire fédéral d'essai des matériaux » à Zurich

(Résumé) [1]

La route expérimentale Möriken-Brunegg, de 2 km de longueur et 5,5 m de largeur, entreprise sur l'initiative de la Betonstrassen AG de Wildegg, avec l'appui de la Direction des routes du canton d'Argovie, comprend, entre autres modes de construction, une section de 500 m de longueur totale en béton précontraint.

La précontrainte longitudinale, disposée dans le but d'éviter les joints transversaux, est réalisée par des coins transversaux sur des longueurs de dalle (intervalles entre claveaux), de 60, 120 et 200 m, le dernier tronçon décrivant une courbe horizontale de 350 m de rayon et 150 m de longueur. Ce tronçon en courbe sera pourvu sur le côté d'un éperon longitudinal destiné à recevoir les composantes latérales de la précontrainte.

L'étude du sous-sol, de la fondation et de la culée principale fut confiée au Laboratoire de recherches hydrauliques et de mécanique des terres de l'Ecole polytechnique fédérale, tandis que celle de la superstructure et du comportement de la route terminée a été effectuée par la section « Liant béton et béton armé » du Laboratoire fédéral de recherche et d'essai des matériaux.

Les études faites jusqu'à ce jour donnent des renseignements sur le degré d'augmentation de la force portante d'un mauvais sous-sol par un coffre de sable graveleux vibré et cylindré, sur les caractéristiques du béton du revêtement, sur la formation et l'efficacité de la culée, sur le comportement de la précontrainte localement et dans le temps, et sur les pertes de frottement.

Le béton du revêtement avait à 28 jours une résistance à la compression sur cube d'au moins 365 kg/cm,^{2} tandis qu'au même âge la valeur minimum du module d'élasticité mesuré atteignait 390.000.

La méthode de précontrainte par coins transversaux appliquée par le Bureau B.B.R., Stahlton AG de Zurich a fait ses preuves, la précontrainte et la postcontrainte désirées étant facilement obtenues et garanties pour une longue durée. L'espace entre coins est facile à dégager, protéger ou combler. L'élasticité de ce dispositif de précontrainte permet un refroidissement d'environ 30 °C pour annuler une précontrainte de 60 kg/cm^2 sur une dalle de 120 m si le retrait et le cheminement sont compensés par la postcontrainte.

Le coefficient de frottement des rails de guidage lubrifiés à la graisse et au graphite et des coins a été trouvé égal à $\mu = 0{,}16$ et n'a montré, au cours d'une demi-année, aucune modification importante. L'effort de précontrainte longitudinal atteint 2,32 fois la valeur de la précontrainte transversale totale au coin.

Le frottement des dalles précontraintes et du sable et gravier mesuré sur une couche de sable graveleux, fortement comprimé, de 3 à 5 cm d'épaisseur, enfermé dans une caisse, a donné un coefficient moyen de frottement de $\mu = 1{,}5$. L'intercalation d'une feuille de papier Kraft ne le réduit pas sensiblement.

Pour les petites précontraintes, le frottement au sol cause une chute considérable de la précontrainte dans la zone médiane des dalles ; pour une précontrainte de $\sim$ 60 kg/cm^2, on obtient une régularité satisfaisante de la précontrainte sur une dalle de 120 m de longueur, tandis que pour une précontrainte plus élevée ($\sim$ 80 kg/cm^2) contre la culée ou dans une dalle courbe, une chute relative de tension subsiste par suite de leur flexibilité La résistance des culées principales ou celle de la dalle courbe avec le tronçon adjacent de raccordement paraît être équivalente. Même le revêtement de route en béton normal peut supporter des efforts horizontaux importants qui annulent le frottement au sol sur environ 150 m. Ces constatations provisoires devront être contrôlées par des essais ultérieurs.

Pour le contrôle de la résistance au flambage, on a réussi une précontrainte longitudinale maximum de 95 kg/cm^2, sous laquelle les dalles de 120 m de longueur et 12 cm d'épaisseur n'ont montré aucun signe de faiblesse.

[1] Communication présentée au *1er Congrès de la route en béton*, Rome, 16-19 octobre 1957.