

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 76 (1950)
Heft: 5

Artikel: Sur quelques constructions récentes de ponts en Valais
Autor: Sarrasin, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-57422>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 18.03.2025

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 20 francs
Etranger : 25 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 17 francs
Etranger : 22 francs

Pour les abonnements
s'adresser à la librairie

F. ROUGE & Cie
à Lausanne

Prix du numéro :
1 fr. 25

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève ; Vice-président : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. — Membres : *Fribourg* : MM. † L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. D'OKOLSKI, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; G. FURTER, ingénieur ; R. GUYE, ingénieur ; *Valais* : MM. J. DUBUIS, ingénieur ; D. BURGNER, architecte.

Rédaction : D. BONNARD, ingénieur. Case postale Chauderon 475, LAUSANNE

TARIF DES ANNONCES

Le millimètre
(larg. 47 mm) 20 cts
Réclames : 60 cts le mm
(largeur 95 mm)

Rabais pour annonces
répétées

ANNONCES SUISSES S.A.

5, Rue Centrale
Tél. 2 33 26



LAUSANNE
et Succursales

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte ; R. NEESER, ingénieur.

SOMMAIRE : Sur quelques constructions récentes de ponts en Valais, par A. SARRASIN, ingénieur. — DIVERS : Progrès récents en physique nucléaire. — NÉCROLOGIE : Victor Abrezol, ingénieur. — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT.

SUR QUELQUES CONSTRUCTIONS RÉCENTES DE PONTS EN VALAIS

par A. SARRASIN, ingénieur

professeur à l'Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne

Pont du « Laxgraben » sur la route de la Furka

Peu avant la deuxième guerre mondiale, le Département des travaux publics du canton du Valais mettait en chantier la correction de la route de la Furka. Elle posait beaucoup de problèmes difficiles aux ingénieurs chargés de la réaliser. Les plus importants de ces problèmes reçurent une solution sagement audacieuse, qu'il serait intéressant et utile de décrire. Mais le faire ici serait sortir du sujet.

Dans le cadre de cette œuvre, se situe la construction d'un nouveau pont sur le « Laxgraben ».

Le profil du terrain (fig. 1 et 3) imposait le choix d'un arc. Les dimensions de l'ouvrage sont modestes. On les trouve sur les dessins. Ce pont diffère pourtant d'autres ouvrages de même importance : son tablier est constitué par une dalle champignon (fig. 2).

C'est là une solution logique et naturelle. La dalle est en effet une surface porteuse. Si on l'utilise encore trop souvent comme organe linéaire, cela provient d'un manque d'imagination. On a gardé les vieilles habitudes que l'on avait avec le bois et le fer. On ne s'est pas assez vite rendu compte que le béton armé nous apportait la possibilité de passer de la ligne à la surface. C'est pourquoi les premiers ouvrages en béton armé furent aussi des ouvrages linéaires. Plus tard seulement, on apprit à utiliser celle des qualités du béton, par laquelle il est supérieur à tout autre matériau. Le pont sur le Laxgraben, le premier, à notre connaissance, à trans-

mettre aux arcs, en des points isolés, la charge du tablier sans l'intermédiaire d'aucune poutre, est donc une œuvre rationnelle.

Un détail constructif, qui n'est pas nouveau (voir par exemple le pont sur la Viège à Meryen ou le pont de Gueuroz), mérite aussi d'être relevé. A la clé, la partie supérieure des arcs pénètre dans le tablier et se confond avec lui. Car ce n'est pas « penser béton armé » que construire d'abord des arcs, puis, lorsqu'ils sont terminés, poser une dalle dessus. Dans cette région, la dalle doit faire corps avec les arcs, comme l'aile de compression d'une poutre en T se lie à son âme.

Avec cette solution, les colonnes qui encadrent la clé sont en général courtes. On a tenu compte de leur rigidité dans le calcul du pont du Laxgraben. Cette influence ne peut être négligée ; elle change l'ordre de grandeur des efforts dans la partie centrale de l'ouvrage.

Le pont fut essayé en 1942 par les soins du Laboratoire d'essai de matériaux de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne. On mesura d'abord les contraintes et déformations de la dalle sous une charge mobile de trois tonnes, pour contrôler les hypothèses faites lors du calcul de la dalle champignon. Les premiers résultats de ces mesures furent altérés par l'influence du réchauffement de la chaussée pendant la journée. Les allongements dus à l'insolation étaient du même ordre de grandeur que les déformations sous la charge. Pour réduire les erreurs au minimum, il fallut faire



Fig. 1. — Pont de Laxgraben. Vue générale en amont.

Les figures 1, 2 et 3 ont été tirées de *Moderne Schweizer Architektur 1925-1945*, de Max Bill, Edition Karl Werner, Bâle 1950.

les observations entre 4 et 7 heures du matin, à un moment où la température de l'ouvrage restait à peu près constante.

Lors de l'essai du pont lui-même, on utilisa deux camions de 10 tonnes et un rouleau compresseur de 12 tonnes, au total 32 tonnes. Les résultats des essais furent en tous points satisfaisants.

La flèche maximum observée lors du décintrement du pont atteignit 2 mm. Dans la position la plus défavorable du convoi de 32 tonnes, on mesura une flèche de 2,5 mm et un soulèvement de 1,5 mm. La plus grande contrainte de compression mesurée dans les arcs, lors du passage du convoi de 32 tonnes, ne dépassa pas 13 kg/cm².

Le professeur Bolomey conclut ainsi son rapport :

Tous les essais exécutés, soit observations en cours du décintrement et application de charges mobiles sur le tablier, ont montré l'excellente tenue de la dalle champignon, des arcs et de l'ensemble du pont du Laxgraben.

Aucune fissure n'a été observée, ni dans la dalle ni dans les arcs. Les tensions déduites des déformations du béton, les flèches au décintrement et sous charge, les déviations angulaires des arcs et des piliers ont été faibles et permettent de conclure que le pont pourrait supporter aisément des charges bien plus considérables que celles appliquées au cours des essais.

En raison de son extrême légèreté et de sa parfaite élasticité, le

pont du Laxgraben subit, sous l'influence des variations de température, des déformations aussi et même plus grandes que celles provoquées par le passage des charges. Cette particularité a rendu singulièrement difficile et délicate la détermination exacte des flèches des rotations et spécialement celles des tensions effectives dans le béton.

Les excellents résultats obtenus aux essais sont attribuables à la conception à la fois hardie et prudente du projet, au soin apporté aux calculs et au dimensionnement harmonieux des divers éléments de l'ouvrage.

Pont sur la Massa à Massaboden (1948-1949)

Peu après Naters, la route de la Furka traverse la Massa, à deux cents mètres environ de l'embouchure de cette rivière dans le Rhône. Jusqu'à cette année, elle passait sur un vieux pont en maçonnerie, de forme simple et élégante (fig. 4). Ce pont avait une résistance suffisante pour le trafic actuel, mais il était très étroit et coupait la rivière à angle droit. La direction générale de la route et celle de la Massa forment entre elles un angle d'environ 37 degrés. Elles étaient raccordées au pont par des arcs de cercle de faibles rayons.

Cela n'allait pas sans inconvénient. On cite le cas d'un autocar belge qui, venant de la Suisse centrale, se dirigeait sur Brigue après avoir traversé le col de la Furka. Le pont

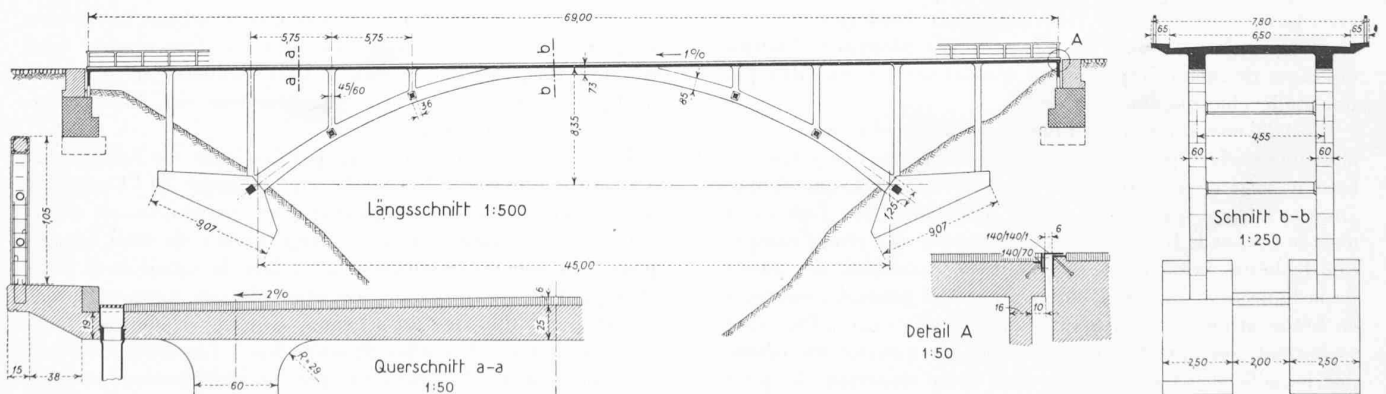


Fig. 3. — Pont de Laxgraben. Disposition générale.

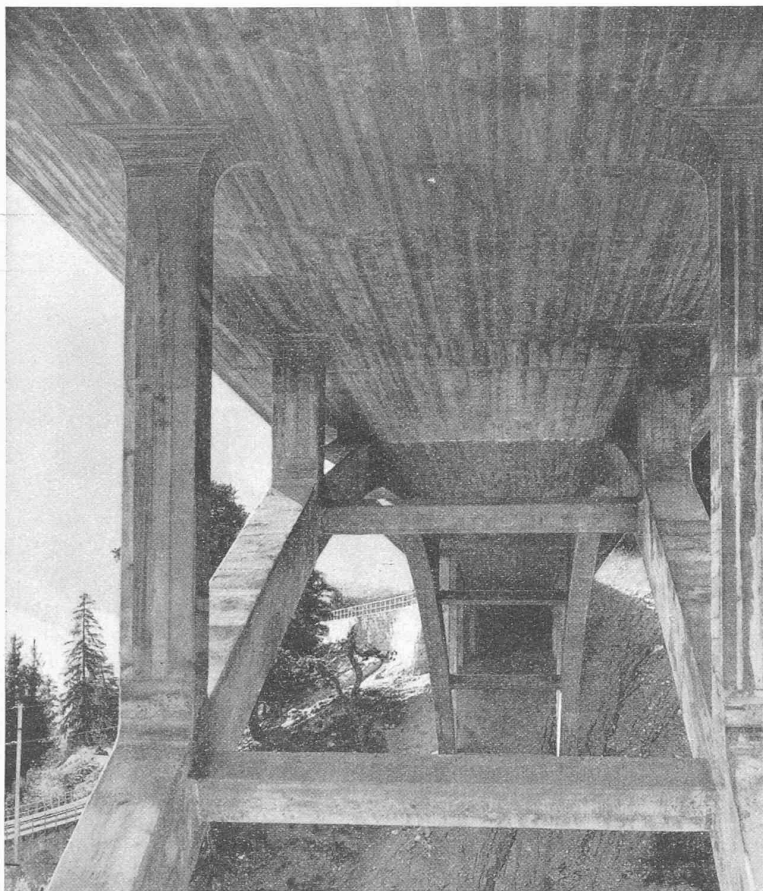


Fig. 2. — Pont de Laxgraben. Vue par dessous de la dalle champignon.

Son système porteur est constitué par deux arcs fortement surbaissés, encastrés dans deux culées qui servent de fondations à tout l'ouvrage. Seize piliers, prenant appui moitié sur les culées, moitié sur les arcs, portent une dalle champignon. Deux entretoises assurent la stabilité latérale de l'ouvrage.

L'armature est constituée par du fer Caron, dont l'adhérence est très grande et la résistance et la limite élastique élevées, sans que le module d'élasticité soit plus faible que celui de l'acier normal.

La conception du pont de Massaboden est, en gros, semblable à celle du pont sur le Laxgraben. Ce n'est donc pas un ouvrage « inédit ». Il nous fournit quand même l'occasion de mieux étudier un phénomène qu'on a trop souvent ignoré. On sait que toute construction subit un tassement vertical, mais on néglige en général le déplacement horizontal des culées d'un pont en arc. Ce n'est pas logique. La résistance horizontale du sol est moins grande que sa résistance verticale. Dans le cas d'arcs surbaissés, si l'on croit un tassement vertical possible, il est illogique de ne pas tenir compte du déplacement horizontal.

A Massaboden, le sol de fondation est d'excellente qualité. Il se compose de gros blocs bien encastrés dans un ballast naturel très compact. La contrainte du sol à l'arête ne dépasse pas $2,5 \text{ kg/cm}^2$. Malgré ces circonstances favorables, on introduisit dans le calcul l'influence d'un déplacement horizontal des naissances et, pour créer un commencement de documentation, on plaça, sur les culées et en des points judicieusement choisis en dehors du pont, des repères qui déjà

de la Massa était trop étroit pour lui livrer passage. Le car dut rebrousser chemin et regagner la Belgique sans parcourir le Valais.

Pour mettre fin à semblable situation, le Département des travaux publics décida de créer un nouveau pont de largeur suffisante, qui couperait obliquement la Massa. On supprimait ainsi deux courbes dans cette partie de la route.

Les travaux devaient se faire pendant la période de basses eaux du Rhône et de la Massa. Ils furent adjugés, à fin novembre 1948. Le 15 avril 1949, le bétonnage était terminé.

Le pont en béton armé sur la Massa (fig. 5 et 6) est, comme l'ancien pont en maçonnerie, d'une conception très simple.

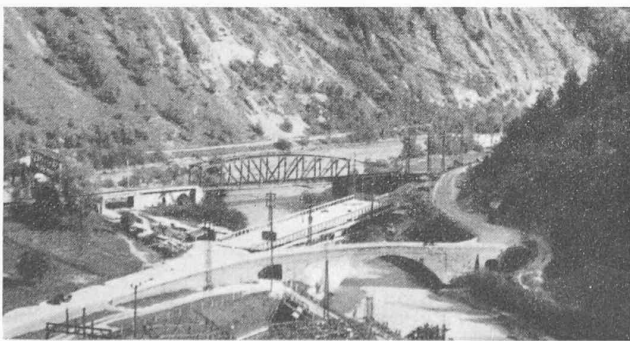


Fig. 4. — Ancien pont en maçonnerie sur la Massa et nouveau pont en construction.

permirent de contrôler les déplacements lors du décintrement et des essais de charge. Les mouvements furent, à ce moment, si faibles qu'on ne put les chiffrer. Une nouvelle vérification, faite six mois plus tard, n'a non plus permis de déceler un mouvement appréciable. Le déplacement actuel est certainement inférieur à $1/3 \text{ mm}$.

On mesura aussi les flèches du pont lors du décintrement et sous le passage d'un convoi constitué par quatre camions de 13 tonnes. Les flèches atteignirent 7 mm lors du décintre-

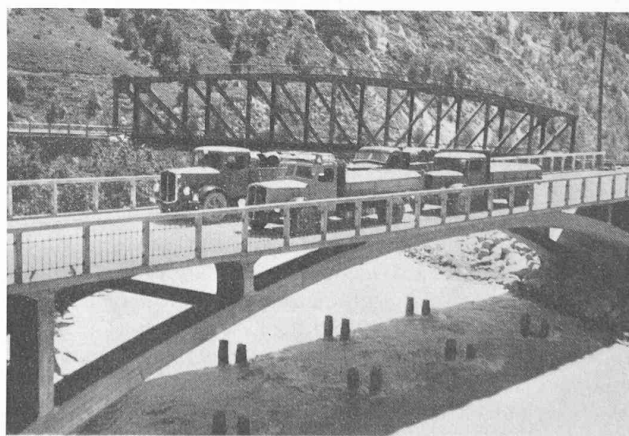


Fig. 5. — Pont sur la Massa. Essais de charge.

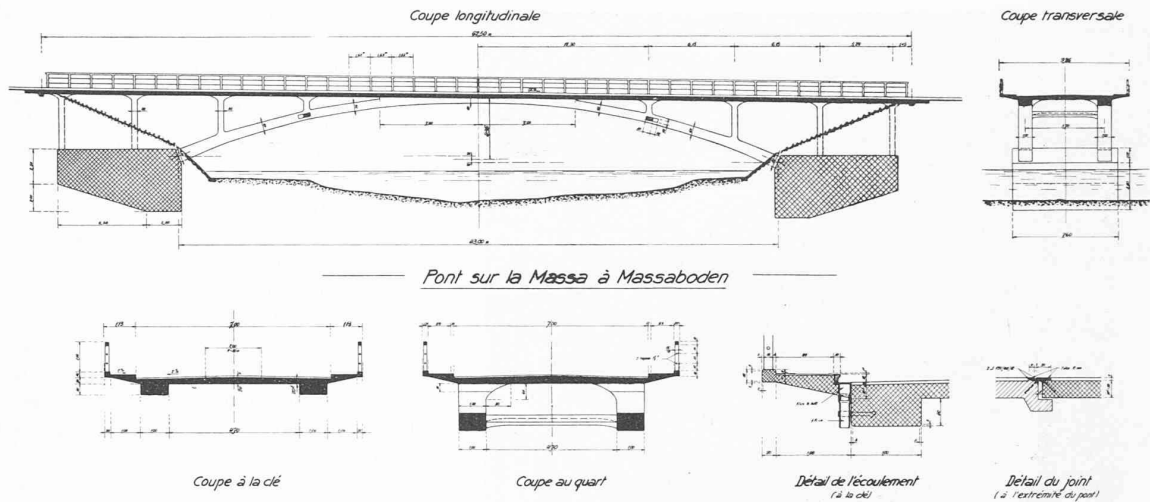


Fig. 6. — Pont sur la Massa. Dispositions générales.

ment et 4 mm pour la position la plus défavorable de la charge accidentelle de 52 tonnes. C'est plus qu'à Laxgraben, parce que les arcs surbaissés de Massaboden sont plus élastiques. On a en effet réduit au minimum leur épaisseur, pour diminuer les influences du raccourcissement élastique et plastique des arcs et celles du retrait, des variations de température et du déplacement éventuel des culées.

Ponts sur le Rhône à Noës et Aproz (1948-1949)

Au mois de septembre 1947, le Rhône s'éleva en Valais à un niveau qu'il n'avait encore jamais atteint. Une brèche se produisit dans la digue de sa rive gauche, vis-à-vis de Fully. De Charrat à Riddes, la plaine fut entièrement inondée. Dans toute la région, de gros dégâts furent causés aux cultures. En amont, les digues résistèrent, mais près de Sierre et de Sion, les deux ponts métalliques de Noës et d'Aproz furent emportés.

Leur reconstruction n'était possible qu'en période de basses eaux. Le 30 novembre 1948, le pont de Noës fut adjugé à l'entreprise Losinger & C^{ie} et celui d'Aproz à l'entreprise Besson & Vadi, toutes deux à Sion.

Pendant l'hiver 1948-1949, le temps fut en général favorable. La pluie et la neige ne causèrent que peu d'arrêts dans les travaux. Mais le thermomètre descendit à plusieurs reprises jusqu'à -13 degrés. Par une pareille température, la pose des fers fut longue. Le gel retarda aussi de plusieurs jours le début du bétonnage des poutres principales. Pourtant le 1^{er} avril 1949, les deux ouvrages étaient terminés. Tout fut fait en l'espace de quatre mois.

Les figures 7 et 8 donnent les dispositions principales des deux ponts. Le rapport entre la longueur de la travée centrale et celle des travées de rive n'est pas favorable. Mais l'écartement des piles était fixé par la condition qu'il ne doit se trouver aucun obstacle à l'écoulement des eaux dans le lit mineur du Rhône. L'aspect de ces ponts rappelle celui des ponts de Brançon et de Dorénaz. Les constructions sont pourtant différentes. A cela, il y a plusieurs causes.

Tout d'abord, les bases du calcul ne sont pas les mêmes. Les normes de 1933, postérieures aux travaux de Brançon et Dorénaz, ont en effet modifié les contraintes admissibles des matériaux et les surcharges pour lesquelles les ouvrages doivent être calculés.

Puis, la largeur utile de la chaussée a aussi changé. A

Brançon et Dorénaz, elle était de 5 m seulement. Il était avantageux de ne faire que deux poutres principales et de les utiliser comme garde-corps. On réduisait ainsi la hauteur de construction sous la chaussée. A Noës et à Aproz, avec les nouvelles surcharges et la largeur de 6,50 m, ce système devenait trop onéreux. Il valait mieux placer les poutres principales sous le tablier et en augmenter le nombre.

D'autre part, on n'avait pas été entièrement satisfait des appuis au graphite de Brançon et Dorénaz. S'ils ont bien fonctionné pendant les premières années, on a constaté que la résistance par frottement augmentait avec le temps. On a donc pris, pour les nouveaux ouvrages, des solutions classiques. On ne pouvait pas mettre de rouleaux sur les piles centrales sans remonter la chaussée, dont le niveau avait été déterminé par la condition qu'entre le point le plus bas des poutres et les hautes eaux extraordinaires, il resterait une distance de 65 cm. La plaque d'appui inférieure aurait été si près des hautes eaux, que les vagues du Rhône auraient déposé du limon sur les surfaces de roulement. Cela aurait nui à l'efficacité de l'appareil. Il ne restait donc qu'à relier rigidement les piles aux poutres principales. Par contre, sur les culées, la distance entre le niveau de l'appui et le niveau des hautes eaux est suffisante pour qu'on puisse utiliser des rouleaux. Ils ne sont pas onéreux, car les réactions en ces points sont faibles.

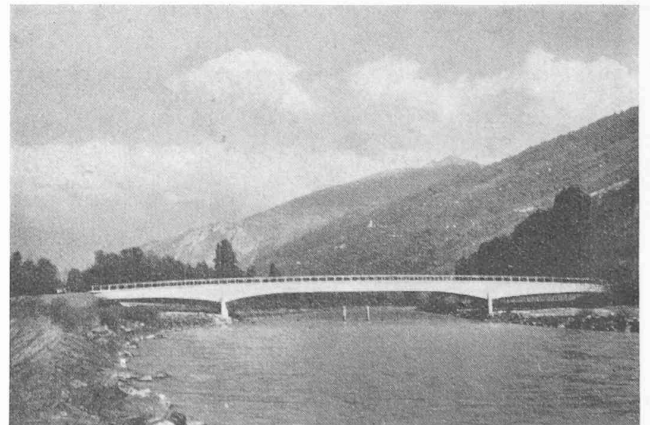


Fig. 7. — Pont d'Aproz.

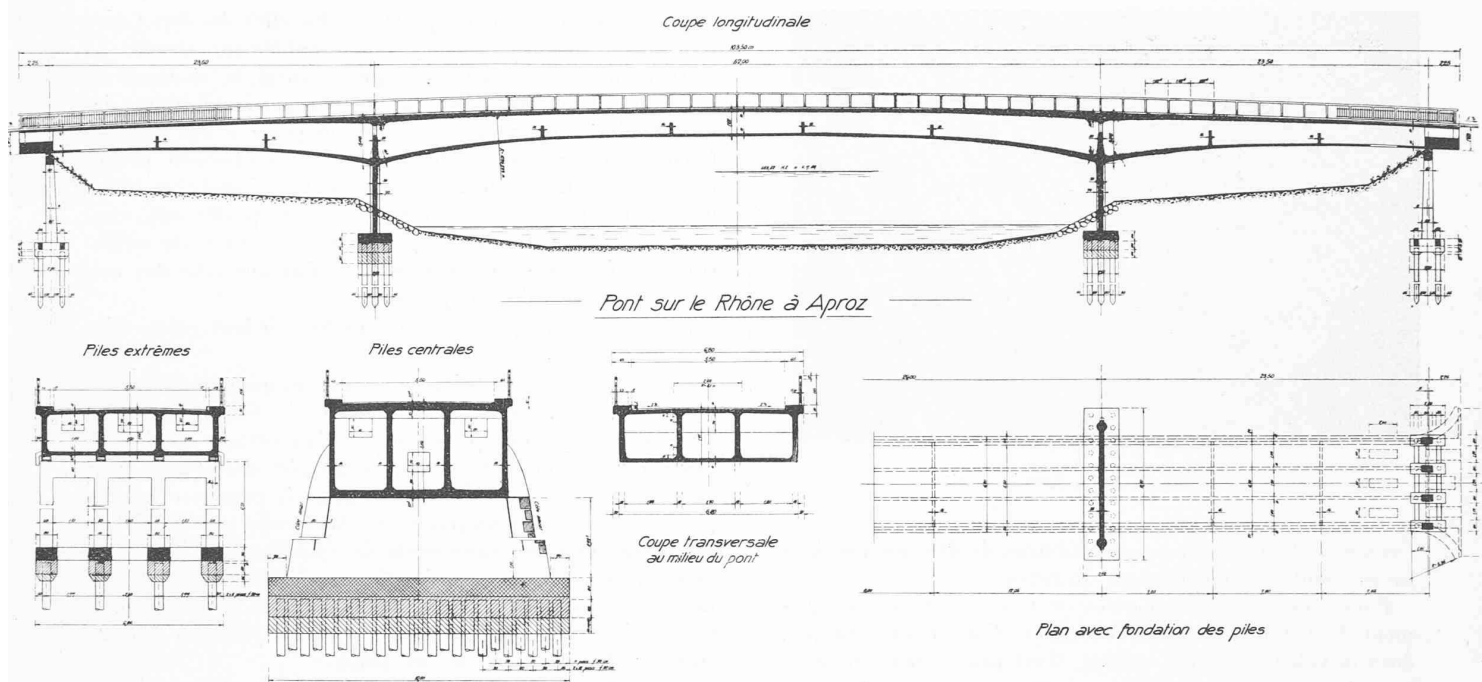


Fig. 8. — Pont d'Aproz. Dispositions générales.

Au pont de Noës, la portée de la travée centrale est de 45 m, celles des travées de rive de 24 m.
La longueur totale du pont de Noës atteint 100,50 m.

Statiquement, l'ouvrage est donc un cadre continu sur trois travées, avec appuis libres aux deux extrémités. La portée centrale est grande, les piles sont courtes. Pour leur donner une élasticité suffisante, il fallut les faire très minces. Elles n'ont que 30 cm de largeur. Cette faible épaisseur n'est pas proportionnée aux autres dimensions de l'ouvrage. Pour ne pas nuire à son aspect, on encadra la paroi porteuse par deux brise-glace de 70 cm d'épaisseur.

Une autre cause de différences provient de l'évolution des conceptions de l'auteur du projet. Les ponts de Noës et d'Aproz ont été étudiés de manière à éviter — si faire se peut — non seulement une fissuration visible, mais encore la fissuration microscopique, celle qu'on ne peut déceler que par des essais.

La fissuration du béton provient de sa trop faible ductilité. Dès que son allongement dépasse une certaine limite, le béton se rompt. Cet allongement limite, mesuré sur une longueur finie, n'est pas le même pour le béton ordinaire et pour le béton armé. La cause en est que le béton est un matériau hétérogène. Dans tout organe en béton, certaines sections sont plus faibles que leurs voisines. S'il n'y a pas d'armatures, la rupture se fait prématurément dans la section la plus faible, alors que le reste de l'élément pourrait encore se déformer. Le cas du béton armé est différent. Il est plus favorable, si l'on combat l'influence du retrait par des mesures appropriées, si le pourcentage d'acier suffit et si sa répartition est bonne. Avant de se fissurer, le béton passe en effet par une période de plasticité, pendant laquelle il continue à s'allonger sous une contrainte constante. A ce moment, toute augmentation de l'effort doit être entièrement supportée par l'acier. Il faut, pour cela, que l'adhérence soit suffisante et continue et que la distance entre fers ne soit pas trop grande. Si l'adhérence n'est pas suffisante, il se produit un glissement local et le béton se fissure ; si l'adhérence n'est pas continue, la concentration d'efforts en un point donne amorce la fissu-

ration en ce point ; si la distance entre fers est trop grande, une fissure commence au milieu de l'espace compris entre deux fers, pour s'étendre ensuite à toute la section.

On n'est pas, actuellement, à même de fixer l'importance de la ductilité du béton pendant sa période de plasticité. Elle dépend de beaucoup de facteurs qu'il serait trop long d'étudier ici. Seuls des essais systématiques, dans lesquels on ne ferait varier qu'un facteur à la fois, peuvent nous

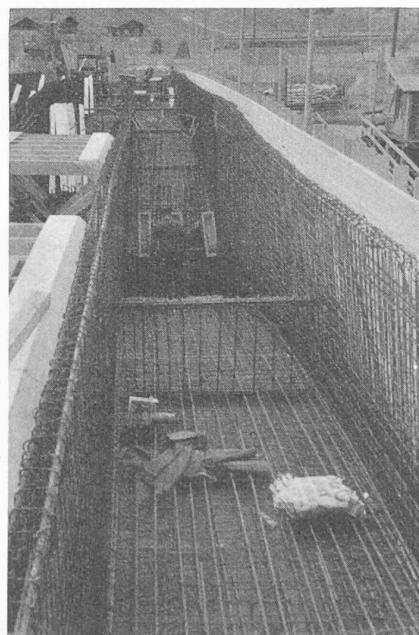


Fig. 10. — Pont de Noës. Armature.

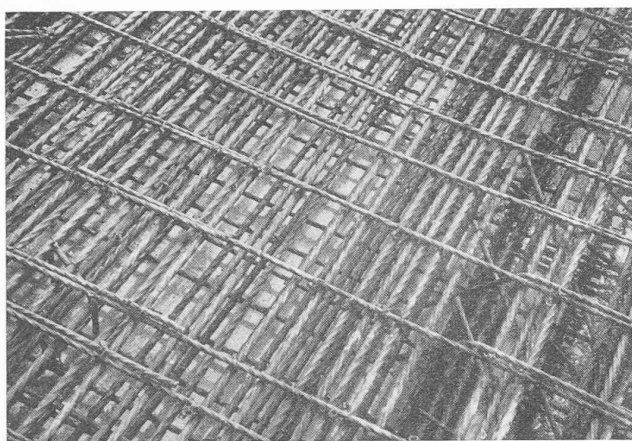


Fig. 9. — Pont de Noës. Armature Caron.

Permettre de déterminer ces possibilités de déformation dans les différents cas d'utilisation du béton.

Pour le moment, tout ce qu'on peut dire, c'est que l'allongement du béton doit rester en dessous d'une limite critique, dont la valeur n'est pas connue. C'est peu. Lorsqu'on construit, on est forcé de « tâtonner ». On n'a pas de règles précises, mais seulement quelques idées directrices.

Admettons que l'allongement spécifique soit donné par la formule de Bach $\epsilon = \alpha \cdot \sigma^m$, où σ est la contrainte du béton, α et m des constantes dépendant du matériau. On aura alors $\epsilon_{lim} = \alpha \sigma_{lim}^m$, si l'on appelle ϵ_{lim} et σ_{lim} les valeurs de l'allongement spécifique et de la contrainte immédiatement avant la fissuration.

Pour éviter économiquement la fissuration, il faut donc, par des dispositions appropriées, rendre σ_{lim} aussi grand que possible et réduire la contrainte effective sans augmenter le poids de la construction.

σ_{lim} — nous venons de le dire — est une fonction dépendant de l'écartement des fers, de leur adhérence au béton, de la qualité du béton et de son traitement après sa confection. Il faut donc choisir des fers de petits diamètres, ayant une grande adhérence continue avec le béton, les répartir judicieusement dans la section de béton et faire le meilleur béton possible. L'amélioration de la qualité du béton a plusieurs conséquences favorables. Elle augmente sa résistance à la traction, diminue le retrait et réduit le fluage. On n'a pas encore assez compris l'importance de ce dernier facteur. Les déformations provenant du fluage ont été cause de bien des fissurations. Car le fluage de la zone comprimée augmente l'allongement de la zone tendue. L'allongement effectif finit souvent alors par dépasser la valeur de l'allongement limite.

Pour réduire économiquement la contrainte effective dans le cas de flexion, il faut que, pour une surface donnée, la section choisie ait le plus grand moment de résistance possible. La partie tendue est prise en considération dans le calcul, puisqu'elle ne doit pas se fissurer.

Ce sont ces raisons qui nous ont fait adopter, pour les ponts de Noës et d'Aproz, des fers Caron, une section en caisson et un béton de très bonne com-

position granulométrique, pervibré. En effet, les fers Caron ont une adhérence continue remarquablement élevée. La section en caisson, dont le rapport entre le moment de résistance et la surface est excellent, a permis d'utiliser des fers de diamètres petits et de les disposer à une distance faible, mais suffisante pour assurer un enrobage parfait (fig. 9 et 10). C'est une forme excellente, à condition qu'on prenne les précautions nécessaires pour qu'elle soit vraiment monolithe. Car il est plus délicat d'assurer la solidarité des nervures avec une dalle tendue que celle des nervures avec une dalle comprimée.

Mais il ne suffit pas de bien concevoir, il faut encore bien exécuter.

On a cherché tout d'abord à réduire au minimum le tassement du cintre. La figure 11 montre sa conception. Théoriquement, on aurait pu se passer d'un certain nombre de pièces qui le composent. On les a ajoutées simplement pour augmenter la rigidité. La sécurité imposée pour le refus des pieux fut deux fois plus grande que la sécurité usuelle. Malgré ces précautions, les tassements de l'échafaudage lors de la mise en place du béton atteignirent une moyenne de 1 cm. Les causes en sont la pénétration du pieu dans le sol, le raccourcissement élastique des bois et les prises de contact entre les diverses surfaces des joints.

Ce résultat met en évidence l'importance d'une mise en place continue du béton sur toute la hauteur de la poutre. En effet, si on bétonne en premier lieu la partie inférieure du tablier, si ensuite on la laisse durcir avant de bétonner la partie supérieure, la fissuration est inévitable, car la partie déjà durcie ne peut supporter sans dommage la déformation de l'échafaudage provenant de l'apport de la dernière charge.

A Noës et à Aproz, on bétonna donc jour et nuit, sans interruption. Le tassement et les déformations se firent lorsque le béton était encore malléable et avait même un certain pouvoir d'autoréparation.

Pour finir, on assura le durcissement du béton dans les meilleures conditions. Avant même que la prise fût entièrement terminée, chaque partie de l'ouvrage fut abondamment mouillée et, pendant les six semaines suivantes, arrosée sans arrêt. L'eau s'accumulant à l'intérieur des caissons empêchait tout dessèchement prématuré. Le béton put ainsi acquérir une résistance à la traction suffisante avant d'être soumis à l'influence du retrait. Lorsqu'on néglige cette précaution, la fissuration est aussi inévitable.

Pour contrôler si les mesures prises avaient été efficaces, on mesura, à Noës, les flèches, lors du décintrement et lors

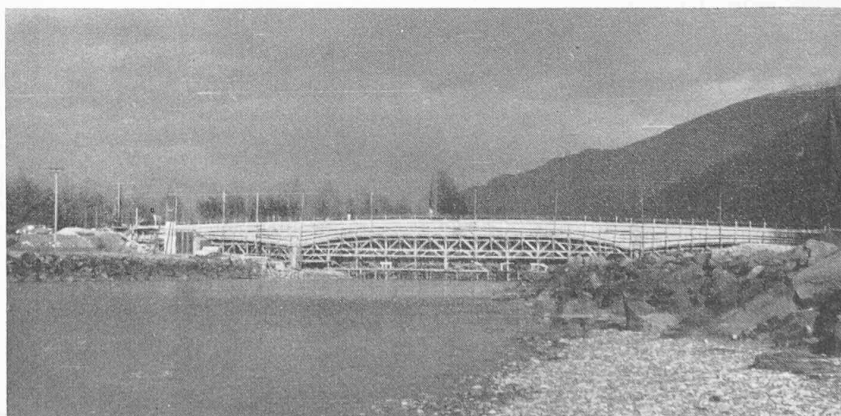


Fig. 11. — Cintre du pont de Noës.

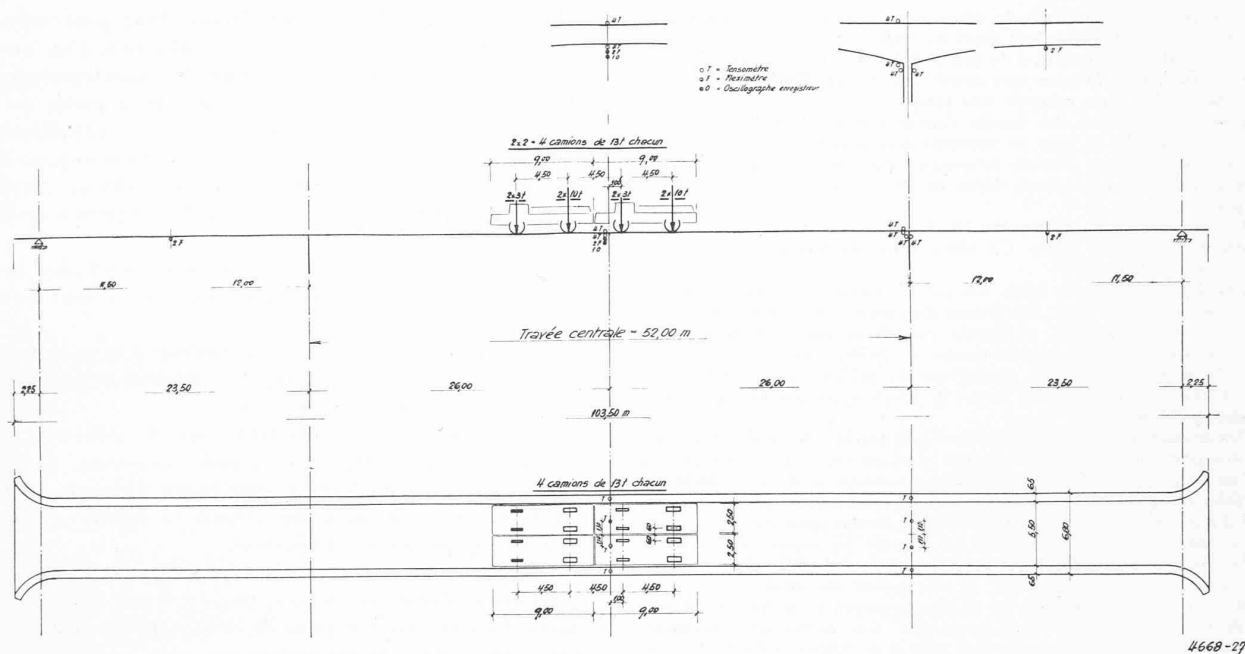


Fig. 12. — Essais du pont d'Aproz, première position du convoi.

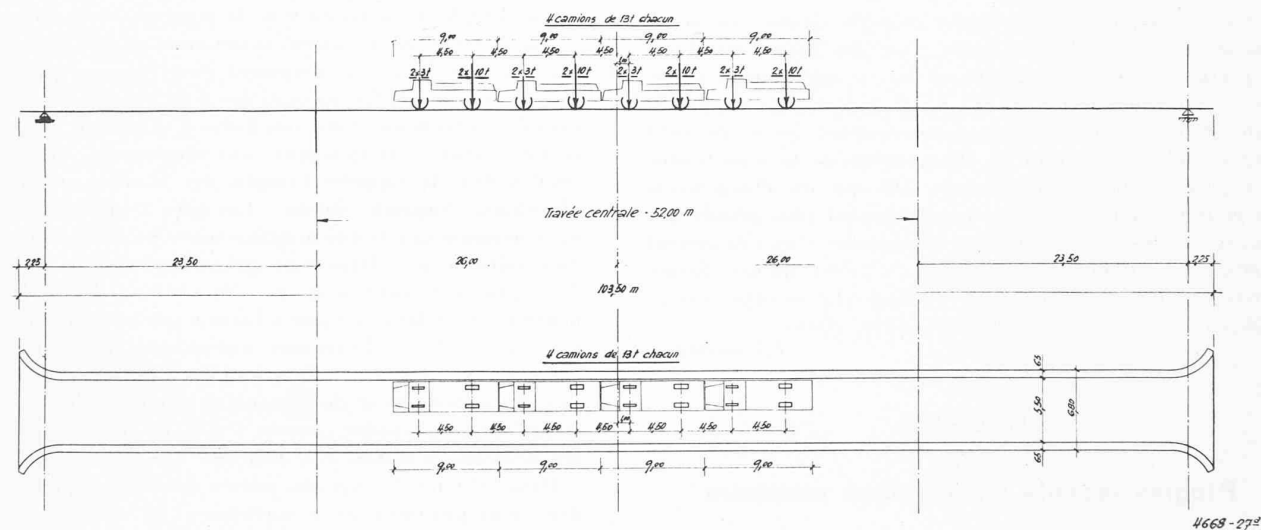


Fig. 13. — Essais du pont d'Aproz, deuxième position du convoi.

d'essais de charge. Pour le pont d'Aproz, dont la travée centrale a une portée de 52 m — la plus grande de Suisse — le Laboratoire d'essai de matériaux de l'École polytechnique de l'Université de Lausanne mesura les flèches et les tensions dans les sections les plus sollicitées.

Les essais furent réalisés au moyen de quatre camions de 13 t placés tout d'abord au milieu de la grande travée, symétriquement par rapport à l'axe longitudinal du pont (voir fig. 12). Puis, on les disposa tous les quatre à la suite les uns des autres, d'un seul côté du pont, le plus près possible du bord de la chaussée, de manière à charger au maximum une poutre de rive et sa voisine (fig. 13). Pour finir, on les fit rouler en file ou se croiser à petite et grande allure.

Contrairement à ce qu'on pourrait croire de prime abord, la flèche sous la poutre de rive la plus chargée fut, dans le second cas de charge, bien plus faible que dans le premier

cas, où pourtant la charge était répartie à peu près également sur toute la largeur du tablier. Elle passa de 5,2 mm dans le premier cas à 3,4 mm seulement dans le second. Ce résultat se comprend facilement, dès que l'on se rend compte de l'énorme résistance à la torsion du tablier, car sa rigidité est beaucoup plus grande dans le sens horizontal que dans le sens vertical et des entretoises en nombre suffisant assurent une parfaite solidarité.

Cet autre avantage de la section en caisson a certainement une grosse influence sur la longévité de l'ouvrage.

Les essais furent très satisfaisants. Le professeur Bolomey résume et commente ainsi les résultats d'Aproz :

Le pont ne présente pas la moindre fissure ou défaut apparent, ce qui est rarement le cas pour un ouvrage de cette importance.

Cette excellente tenue du pont d'Aproz est attribuable : aux armatures formant un réseau à mailles très serrées ;

à la parfaite adhérence du béton aux armatures en acier Caron qui empêche tout glissement local de celles-ci ; au grand soin apporté à la fabrication et à la mise en place du béton, ainsi qu'à la pose très exacte des barres d'acier Caron dont la manutention s'est montrée très facile.

L'ancrage continu des barres d'acier Caron, dont l'efficacité est supérieure à celle de tous les systèmes concurrents, a permis la suppression de tous les crochets terminaux des barres, ce qui a facilité la mise en place correcte du béton en diminuant l'encombrement du ferrailage.

La résistance à la compression du béton a été en général supérieure à 400 kg/cm² à 28 jours. Ce béton a un module d'élasticité élevé de l'ordre de 400 t/cm².

Les déformations du béton ont été du même ordre de grandeur :

au milieu de l'arc, au-dessus du tablier (zone comprimée) ;

au milieu de l'arc, au-dessus du tablier (zone tendue) ;

au droit de la palée, au-dessus du tablier (zone tendue) ;

au droit de la palée, au-dessous du tablier (zone comprimée).

Ceci aussi bien lors de la baisse de température que lors des essais de charges 1 et 2.

Ces constatations très importantes indiquent que le tablier travaille comme une masse homogène et que le béton tendu n'est pas fissuré.

Les taux de travail dus aux charges mobiles sont très modérés et n'atteignent qu'une fraction de ceux dus au poids mort (mesurés lors du décentrement) ou aux variations de température.

Les tensions dans le béton ont été presque les mêmes du côté aval et du côté amont du tablier du pont lors de l'essai n° 2 (charge excentrée d'un convoi circulant sur le côté amont du pont).

Il en a été de même pour les flèches mesurées au milieu de chaque travée du côté amont et aval du tablier. Les barres de répartition ont donc parfaitement rempli leur rôle et le tablier travaille comme un monolithe. La réalisation de ces qualités a été facilitée par l'emploi de l'acier Caron, qui empêche tout glissement local des armatures.

En résumé, le pont d'Aproz fait grand honneur à tous ceux qui ont contribué à sa construction.

La constatation que le tablier travaille comme une masse homogène et que le béton tendu n'est pas fissuré est d'une importance capitale, car, dans un tel ouvrage, même si l'on ne voit pas de fissures à l'œil nu, il se forme généralement dans le béton des fissures microscopiques, qu'on ne peut déceler qu'en comparant les allongements de la zone tendue avec ceux de la zone comprimée. Dès que les allongements de la zone tendue deviennent notablement plus grands que les raccourcissements de la zone comprimée — ou s'ils cessent d'être proportionnels à la charge — c'est qu'une fissure microscopique du béton s'est produite. Le résultat exceptionnel de nos essais mérite donc d'être relevé.

(A suivre).

DIVERS

Progrès récents en physique nucléaire ¹

Au cours des années qui ont suivi la fin de la guerre 1940-1945, de multiples exposés sous forme de conférences ou de publications ont permis d'entrevoir la possibilité de la production de l'énergie atomique en vue d'applications pacifiques, industrielles.

Dans ces exposés, on faisait apparaître comment cette libération d'énergie était la conséquence de réactions de désintégration par application du principe d'Einstein d'équivalence de la masse et de l'énergie.

Sans doute, la découverte des phénomènes de radioactivité en 1896 avait fourni la première mise en évidence de l'émission d'énergie atomique. Mais cette émission échappait à notre contrôle. Il fallut attendre 1919 pour obtenir les premiers résultats de désintégrations artificielles réalisées par

¹ Communication faite par M. GEORGES GUÉBEN, professeur de physique et de physique nucléaire à l'Université de Liège, à la tribune de l'Institut électrotechnique Montefiore, à Liège, le 23 octobre 1949. Nos lecteurs trouveront le texte complet, illustré de figures, au n° de février 1950 du *Bulletin scientifique de l'Association des ingénieurs électriciens sortis de l'Institut électrotechnique Montefiore*.

Rutherford. Il fallut surtout l'année 1932 pour voir, avec Cockcroft et Walton, la première réalisation d'un accélérateur d'ions susceptible de produire des désintégrations. Dès lors, des progrès rapides furent obtenus à partir de voies diverses : générateurs de haute tension par multiplicateur de tension et redressement, générateurs électrostatiques, accélérateurs de résonance (cyclotrons). Il en résulta un développement rapide dans le domaine de la désintégration artificielle de la matière.

Ces résultats amenèrent des conclusions multiples. En particulier, nous nous bornerons à rappeler ici deux résultats fondamentaux.

D'une part, ces recherches conduisirent à la découverte des neutrons et à la démonstration de l'efficacité de ces particules comme agents de désintégration.

D'autre part, elles montrèrent, dans de nombreux cas, la libération d'une énergie très grande, supérieure à l'énergie mise en jeu : chaque fois, ce supplément d'énergie est acquis au détriment de la masse des atomes en présence, suivant la relation d'équivalence d'Einstein.

Cependant, dans toutes ces expériences, si l'on décèle la production d'énergies élevées, toujours, par suite du rendement dérisoire des réactions de désintégration, cette énergie est libérée trop parcimonieusement pour qu'une utilisation éventuelle puisse être envisagée.

La découverte, en 1939, de la réaction de fission et surtout la mise en évidence, peu après, indépendamment par Joliot et par Frisch, de la production de neutrons secondaires dans certaines réactions de fission, et notamment dans l'action des neutrons sur l'uranium, permirent d'envisager la production de réactions en chaîne susceptibles d'un accroissement considérable du rendement des réactions. Il devait en résulter un accroissement correspondant au rendement énergétique. Qu'il suffise de rappeler l'emploi des bombes atomiques à Hiroshima, Nagasaki, Bikini... Les piles à uranium-graphite ou à uranium-eau lourde-graphite sont une autre illustration du résultat acquis. Rappelons que, dans le cas de l'uranium, deux processus entrent en jeu : la réaction de fission avec neutrons secondaires est due à l'action des neutrons très lents sur l'isotope 235 de l'uranium, d'abondance 0,7 %. L'isotope abondant 238 donne lieu dans les piles à la formation successive de neptunium et de plutonium. L'intérêt de ce dernier est qu'il est susceptible, comme U 235, de subir sous l'action des neutrons la fission avec neutrons secondaires.

Dans les piles du type des piles à uranium-graphite, il y a donc deux processus qui se superposent : d'une part, production de ce plutonium à partir de U 238, d'autre part, entretien de la réaction par action des neutrons sur U 235. C'est afin que ce dernier processus ait lieu avec le rendement maximum qu'on doit interposer le milieu ralentisseur que constitue le graphite de manière à amener les neutrons à l'énergie optimum pour la réaction. Chaque réaction de fission s'accompagne de la libération d'une énergie de 150 à 200 Mev. Il y a donc, dans la réaction entretenue, libération d'une énergie considérable qui déterminerait rapidement une élévation de température du milieu : la réaction serait arrêtée si on ne prévoyait un refroidissement intense de la pile. Pendant la guerre, l'énergie calorifique ainsi enlevée au milieu était simplement rejetée. Actuellement, elle constitue un des points sur lesquels l'attention est portée. Ne pourrait-on utiliser cette énergie à des fins industrielles ?

La question posée depuis plusieurs années n'a pas encore reçu une solution satisfaisante.

Plusieurs raisons peuvent permettre de comprendre ce retard. On peut, par exemple, signaler que, si l'on dispose