

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 88 (1970)
Heft: 43

Artikel: Contribution à la détermination du coefficient de sécurité du béton
Autor: Orth, J.F. / Société Générale pour l'Industrie (Genève)
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84645>

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: 16.05.2025

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

Prof. Gerold Schnitter zum 70. Geburtstag

In Fortführung der hier in Heft 19, S. 413 dieses Jahrganges der SBZ eröffneten Aufsatzreihe von Mitarbeitern des ehemaligen Dozenten für Hydraulik, Wasserbau und Grundbau an der ETHZ bringen wir heute gleich mehrere solche Beiträge aus Anlass des am 25. Oktober bevorstehenden Wiegenfestes von Professor Schnitter (dazu eine Arbeit aus der Westschweiz, deren Thema in Schnitters Arbeitsgebiet fällt). Den guten Wünschen, die ihm zu diesem Tag von allen Seiten zuströmen, schliessen wir uns herzlich an. Wir verbinden damit den Dank für die sorgfältige, konstante Mitarbeit, die er unserer Zeitschrift eh und je angedeihen liess und es gewiss noch weiterhin tun wird.

Die Redaktion

Contribution à la détermination du coefficient de sécurité du béton

Communication de la Société Générale pour l'Industrie, Genève, et de J. F. Orth, ingénieur-conseil, Chambéry (France)

DK 627.81:666.972

1. Introduction

La notion du coefficient de sécurité du béton n'est pas nouvelle; de nombreux savants se sont déjà penchés sur la question et de multiples communications ont été publiées à ce sujet. Il peut donc sembler présomptueux de prétendre apporter encore une contribution à ce problème. L'importance de cette notion de sécurité est si grande et l'évolution technique si rapide qu'il nous a paru cependant utile de consigner ici les expériences faites dans ce domaine à la faveur de la construction d'un barrage d'une certaine importance dans les Alpes valaisannes.

2. La notion du coefficient de sécurité du béton

Ainsi que l'on sait, l'ingénieur responsable de la conception et de l'exécution d'un barrage est placé devant le dilemme de concilier l'économie et la sécurité de l'ouvrage afin que cet ouvrage soit économiquement rentable, tout en satisfaisant aux garanties les plus strictes de stabilité. A cet effet la roche de fondation, d'une part, et le béton de l'ouvrage, d'autre part, doivent être étudiés attentivement à la lumière des connaissances scientifiques et de l'expérience technique les plus modernes. Les recherches faites, ces dernières années, en mécanique des roches ont permis de mieux connaître le comportement de celles-ci et le site du barrage est aujourd'hui l'objet d'auscultations géologiques approfondies.

Qu'en est-il par contre du béton? Ce matériau est apparemment bien connu... Chacun sait qu'en dosant convenablement le ciment et l'eau et en adoptant pour les agrégats une granulométrie soigneusement étudiée l'on peut obtenir un matériau homogène, dont les résistances aux essais de destruction atteignent quatre à cinq fois celles qui se développent dans les ouvrages. Compte tenu des contrôles granulométriques et des essais mécaniques systématiques sur des prélèvements de béton en cours de travaux, il est admis que la qualité du matériau répond aux prescriptions et que le degré de sécurité à la rupture est en général couvert de 300 à 400% au moins.

Cependant, les exigences croissantes de la technique amènent les constructeurs à tirer toujours davantage profit des possibilités qu'offre le béton en recourant à des sollicitations de plus en plus élevées. L'on peut alors se demander si les essais traditionnels de compression et de traction sont suffisants et garantissent encore, pour les bétons hautement sollicités, le degré de sécurité admis. L'on peut s'interroger aussi sur le comportement effectif du béton sous l'effet de contraintes

voisines de la rupture et se demander si des contraintes notablement inférieures ne provoquent pas déjà une prédilatation des parties les plus sollicitées qui diminue la résistance effective de l'ouvrage. Et l'on peut craindre que ce phénomène de prédilatation ne gagne de proche en proche les zones moins sollicitées et amène l'ouvrage à sa limite de sécurité plus tôt que prévu. C'est dire l'importance qu'il y a à connaître la contrainte du béton correspondant à cette prédilatation.

La notion de ce qu'il est convenu d'appeler «coefficient de sécurité» du béton repose sur la validité de l'essai traditionnel de résistance à l'écrasement, à savoir le rapport s entre la résistance ultime R_u d'éprouvettes sollicitées à la compression et la sollicitation maximale du béton σ_b admise pour le calcul de l'ouvrage:

$$s = \frac{R_u}{\sigma_b}$$

Malheureusement la valeur de cet essai, normalisé dans tous les pays, est controversée parce que discutable.

3. Le phénomène de microfissuration

Parmi les très nombreuses études consacrées à la validité de l'essai traditionnel de résistance à l'écrasement, retenons celles de R. Peltier [1] et de H. Rüsch [2]. Au cours de leurs travaux, ces chercheurs ont constaté que le béton ne peut pas être sollicité sans dommage au-delà d'une certaine contrainte, contrainte qui est inférieure à celle de rupture obtenue par l'essai traditionnel. Ce résultat expérimental a conduit R. Peltier à proposer la notion de «limite de rupture à la compression sous charge statique», ce qui peut être considéré comme une définition du critère de ruine.

Il faut noter ici que les éprouvettes étudiées par R. Peltier ne subissaient aucun effort parasite résultant du frottement du béton sur les plateaux de la presse, grâce à l'interposition de «casques» assurant, au moyen d'une plaque de caoutchouc convenablement disposée, un chargement quasi hydraulique des extrémités des éprouvettes.

Pour R. Peltier la limite de rupture à la compression sous charge statique d'éprouvettes cylindriques ($h = 2d$) de 28 jours se situe aux 2/3 environ de la résistance ultime à la compression, ce qui correspond approximativement à la moitié de la résis-

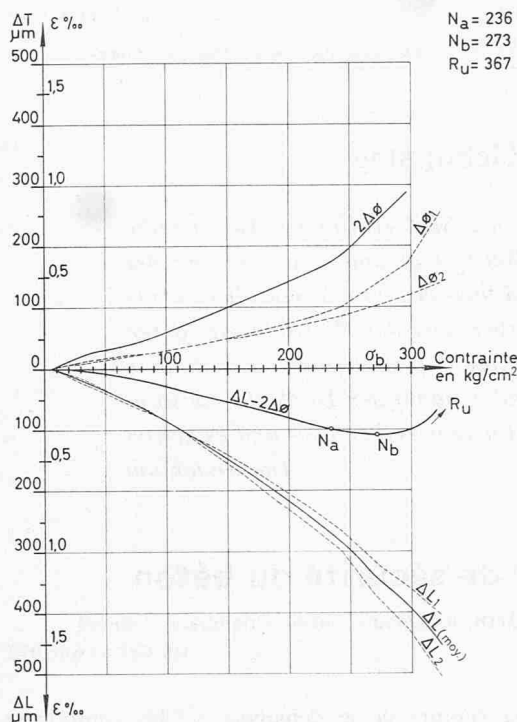


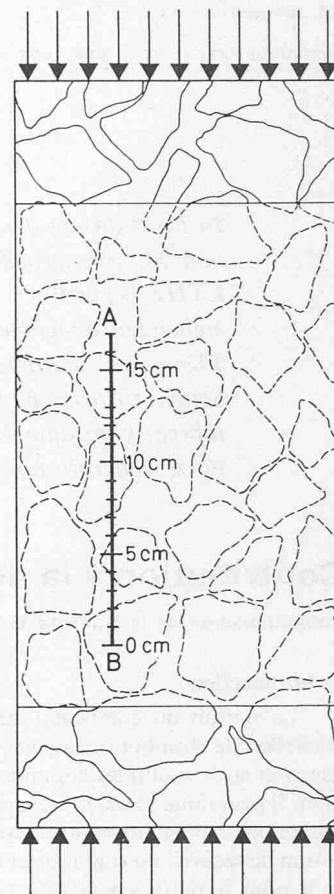
Fig. 1 (à gauche). Diagramme d'essai de l'éprouvette témoin T2 (dosage 350 kg CP/m³) selon directives de A. Brandtzaeg

Déformation transversale ΔT , déformation longitudinale ΔL et déformation spécifique $\varepsilon = \Delta T/T$ resp. $\Delta L/L$ en fonction de la contrainte σ_b . La base de mesure est dans les deux cas de 300 mm.

Courbes indiquées:

- $\Delta \phi_1$ Allongement de diamètre, section de mesure 1
- $\Delta \phi_2$ Allongement de diamètre, section de mesure 2
- $\Delta \phi$ Moyenne des allongements de diamètres $\frac{1}{2} \cdot (\Delta \phi_1 + \Delta \phi_2)$
- ΔL_1 Diminution de longueur, section de mesure 1
- ΔL_2 Diminution de longueur, section de mesure 2
- ΔL Moyenne des raccourcissements $\frac{1}{2} \cdot (\Delta L_1 + \Delta L_2)$
- $\Delta L - 2 \Delta \phi = \Delta V/V_2$, voir équation (2). Cette courbe montre l'évolution volumétrique du béton

Fig. 2 (à droite). Croquis indiquant la ligne AB le long de laquelle ont été faites les mesures sur vernis photoélastique (P. Dantu)



tance à l'écrasement sur cubes. De son côté, H. Rüsch estime que cette même limite est atteinte, pour un béton de 160 jours, entre 60 et 70 % de la résistance ultime sur cubes; elle s'abaisse jusqu'à 50 % pour des éprouvettes cubiques de 28 jours.

Afin d'expliquer ce comportement du béton, H. Rüsch reprend les travaux de A. Brandtzaeg [3] publiés en 1928 et 1929 faisant état de l'écart entre les variations théoriques et observées du volume d'une éprouvette prismatique sous compression uniaxiale. La figure 1 reproduit un essai exécuté au laboratoire du chantier du barrage de Gebidem selon les directives de A. Brandtzaeg. A partir d'une certaine contrainte - 236 kg/cm² dans cet essai, point N_a - la diminution de volume de l'éprouvette n'est plus proportionnelle à la compression mais inférieure. Cette diminution s'accuse de plus en plus avec l'accroissement de la compression. Puis, lorsque la contrainte atteint une valeur déterminée - 273 kg/cm², point N_b - la diminution de volume cesse complètement et, au-delà de cette sollicitation, fait place à une expansion pour aboutir rapidement à la ruine de l'éprouvette ($R_u = 367$ kg/cm²).

La variation de volume aux contraintes élevées, écrit H. Rüsch, implique un phénomène survenant dans le béton, relâchement de la structure interne par exemple, qu'il y aura lieu de déterminer et d'expliquer. Cherchant à vérifier cette hypothèse, H. Rüsch soumet aux ultra-sons une éprouvette comprimée et constate une amélioration de transmission de l'énergie jusque vers 55 % de la charge de rupture, puis de 55 % à 85 % de ladite charge une diminution progressive dont l'évolution permet de penser que le béton tourne à l'effondrement entre 85 % et 90 % de la charge ultime. Une telle observation permet fort bien d'imaginer le serrage progressif des microfissures et autres imperfections du matériau, suivi d'une désorganisation évoquant un broyage d'abord, une démolition ensuite.

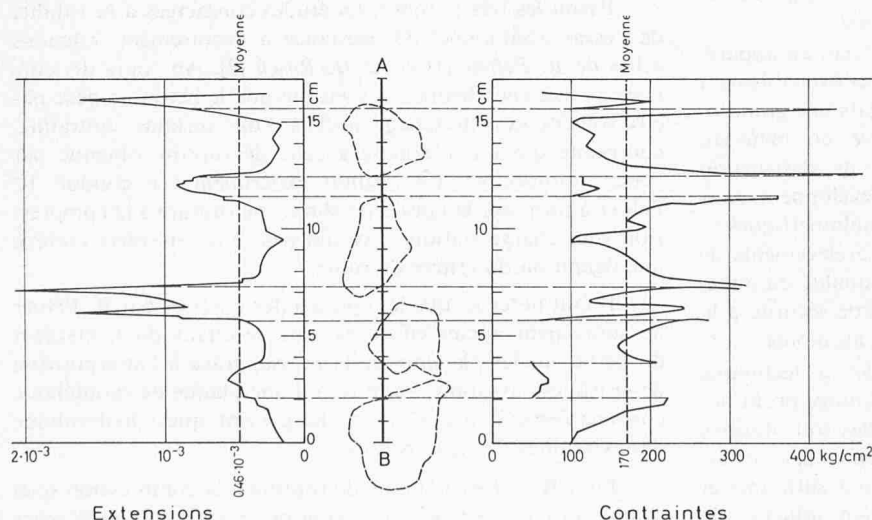


Fig. 3. Extensions et contraintes le long d'une verticale AB sur la face sciée d'un prisme soumis à une contrainte moyenne de 170 kg/cm² (P. Dantu)

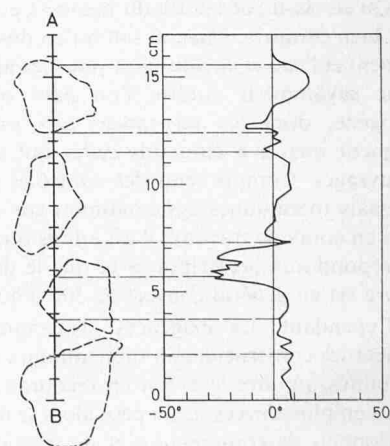


Fig. 4. Graphique de l'inclinaison des contraintes principales le long de AB (P. Dantu)

Il n'est pas sans intérêt de rapprocher cette expérience des travaux de R. Jones [4] proposant en 1952 une «méthode pour l'étude de la formation des fissures dans un matériau (fortement) sollicité». Et l'on peut valablement supposer que les résultats d'auscultation microphonique du béton en cours d'écrasement que R. l'Hermite a publiés en 1954 sont bien antérieurs à la date de leur publication [5]. R. l'Hermite situe à $R_u/2$ le début de l'altération profonde du béton révélée par le microphone appliqué sur l'éprouvette, R_u étant la résistance ultime du cube écrasé. R. Jones, qui utilise les ultra-sons, est plus pessimiste et situe ce début d'altération entre $R_u/4$ et $R_u/3$.

Pour ces chercheurs, des ruptures internes localisées a priori dans le mortier, bien que rien n'interdise d'en imaginer aussi dans les éléments des agrégats, constituent la seule explication plausible des craquements révélés par le microphone et de l'affaiblissement des signaux ultrasoniques. Mais la façon dont les contraintes se répartissent et se transmettent à travers le béton demeurerait fort mal connue. Cette question a fait l'objet d'une étude remarquable de P. Dantu [6] datant de 1957, mettant en évidence à l'aide de mesures les appréciables concentrations de contraintes dont les agrégats, ainsi que le ciment, sont le siège (voir fig. 2, 3 et 4)¹.

Il paraît évident que la façon dont se comportent les grains de pierre de tous calibres, ainsi que la pâte de ciment, doit conduire à des lésions susceptibles de modifier la réaction du béton par rapport à l'hypothèse le considérant comme un solide élastique. Les déformations fort inégales des agrégats et du ciment interférant avec les sérieuses variations de contrainte – de 1 à 4 – constatées par P. Dantu ne peuvent manquer de créer des conditions réellement défavorables, tant à l'intégrité du liant qu'à l'adhérence entre celui-ci et les agrégats. Une fissuration interne du béton apparaissait donc certaine; il restait à en prouver l'existence. On doit à Th. Hsu, F. O. Slate, G. M. Sturman et G. Winter [7] non seulement d'avoir constaté l'existence de microfissures, mais encore d'avoir prouvé qu'elles augmentaient progressivement avec la déformation.

D'après les observations de Th. Hsu et de ses collaborateurs, le béton recèle, avant toute sollicitation déjà, des microfissures qui sont dues tant à un défaut d'adhérence qu'à un ressuage ou «bleeding» interne. En imprégnant des éprouvettes au moyen de baume du Canada coloré au violet de gentiane, J. Farran a prouvé, bien avant Th. Hsu, l'existence de telles microfissures à l'occasion de ses travaux sur l'adhérence entre ciment hydraté et agrégats [8]. On ne peut donc pas contester dans le béton durci l'existence de certaines imperfections qui, pratiquement, se trouvent toujours au contact des agrégats. Le point faible du béton, écrit justement H. F. Kaplan, chercheur américain [9], c'est la liaison entre ciment et agrégats, ce qui souligne l'intérêt que présentent les travaux de J. Farran et consorts sur l'adhérence [10].

Au cours de leur étude, Th. Hsu et ses collaborateurs ont observé que la microfissuration dans le béton sous contrainte se développe tout d'abord par décollement autour des éléments d'agrégats, en commençant par les plus importants. Ce sont évidemment eux qui créent les plus grands risques de ressuage interne et qui, lorsque l'adhérence n'est pas satisfaisante, résistent le moins bien aux efforts de traction ou de cisaillement résultant à la fois de déformations différentielles et de l'évolution des contraintes à leur niveau. Puis, sous l'effet d'une sollicitation croissante, la microfissuration s'étend au ciment: les microfissures dans le ciment prolongent, puis relient entre elles les solutions de continuité préexistantes ou apparues au contact des agrégats. Au cours de cette phase de la microfissuration, l'extension du réseau des microfissures ne se

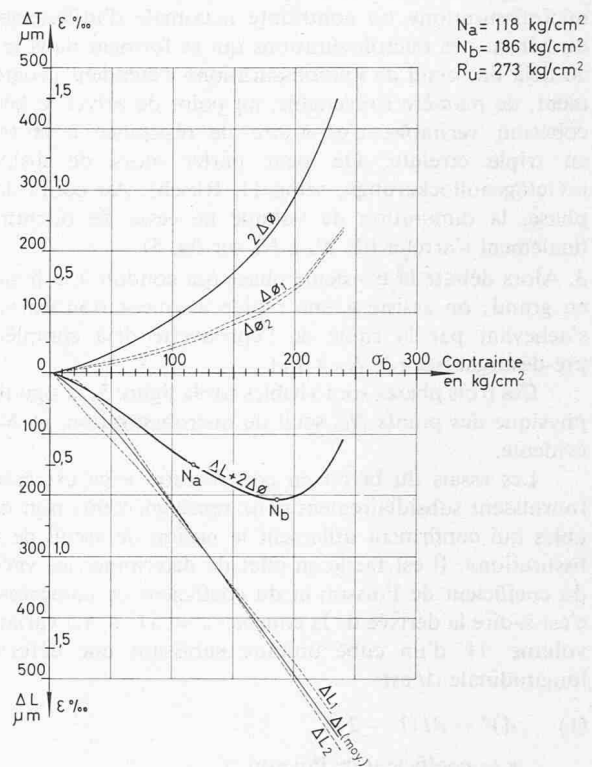


Fig. 5. Diagramme d'essai de l'éprouvette moulée 6M (dosage 250 kg CP/m³)

développe pas de façon quelconque, mais en fonction du champ de la contrainte principale. Finalement, la microfissuration se généralise et s'étend à l'ensemble du béton, ce qui équivaut à sa transformation en un matériau plus proche des agrégats compactés sans ciment que du béton. Pour Th. Hsu et ses collaborateurs, ce stade est atteint à 70 % environ de la résistance ultime sur cylindres, alors que le début de la microfissuration apparaît à 30 % environ de ladite résistance.

Il convient de souligner la concordance existant entre les observations faites par R. Jones d'une part et Th. Hsu d'autre part. L'un et l'autre situent le seuil de la microfissuration à 30 % environ de la résistance ultime en compression pour les bétons qu'ils ont étudiés, compte tenu de leur âge.

L'influence de la résistance au cisaillement de la liaison entre ciment et agrégats a été étudiée par M. A. Taylor et B. B. Broms [11]. Les travaux de ces chercheurs confirment ceux de nombreux autres auteurs, plus particulièrement ceux de P. Dantu et de Th. Hsu avec ses collaborateurs.

4. Comportement du béton sollicité en compression

En comparant systématiquement les résultats des différentes études qui ont été faites pour élucider la mécanique interne du béton sous compression croissante, on est amené à concevoir trois phases successives dans l'évolution du béton d'un prisme ou d'un cylindre éprouvé en compression uniaxiale, sans effet parasite des plateaux de la presse².

1. Au cours de la première phase, le béton travaille en ne subissant aucun dommage, se conformant pratiquement à la théorie (de 0 à N_a sur fig. 5).
2. La deuxième phase voit l'apparition de microfissures nouvelles qui s'ajoutent aux microfissures préexistantes. Le début de cette phase correspond au point N_a d'inflexion de la courbe figurant l'évolution de volume du béton. La contrainte en ce point peut être considérée comme caractérisant le «seuil de

¹ Les auteurs tiennent à remercier vivement P. Dantu de les avoir autorisés à reproduire ces figures.

² A noter les travaux de G. Brock qui est le premier sans doute à avoir construit une presse d'essai pour laquelle la déformation est la variable indépendante, au lieu de l'effort [12].

microfissuration» ou contrainte maximale d'utilisation licite du béton. Les microfissurations qui se forment dans le béton au-delà du «seuil de microfissuration» s'étendent progressivement, de manière irréversible, au point de priver le béton de cohésion véritable, c'est-à-dire de résistance à la traction en triple étreinte. On peut parler alors de dislocation («Gefügauflockerung», selon H. Rüschi). Au cours de cette phase, la diminution de volume ne cesse de ralentir pour finalement s'arrêter (de N_a à N_b sur fig. 5).

3. Alors débute la troisième phase qui conduit à la fissuration en grand: on assiste à une rapide augmentation du volume, s'achevant par la ruine de l'éprouvette déjà complètement pré-désorganisée (de N_b à R_u).

Ces trois phases sont visibles sur la figure 5; la signification physique des points N_a , seuil de microfissuration, et N_b y est évidente.

Les essais du béton en compression avec extensométrie fournissent subsidiairement deux renseignements non négligeables qui confirment utilement la notion de «seuil de microfissuration». Il est facile en effet de déterminer les variations du coefficient de Poisson et du coefficient de compressibilité, c'est-à-dire la dérivée de la courbe $\sigma_b = \Delta V/V$. La variation de volume ΔV d'un cube unitaire subissant une déformation longitudinale Δl est:

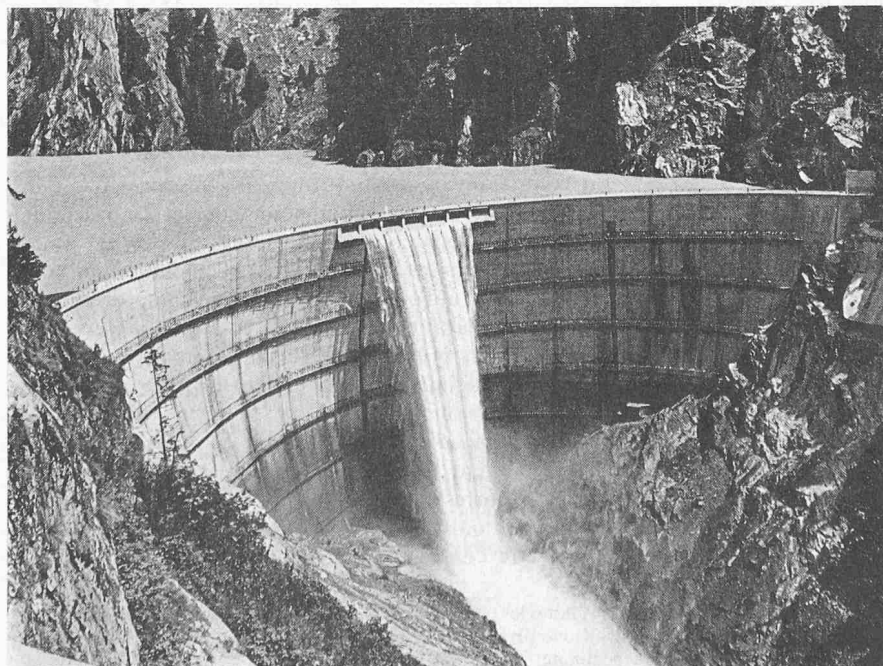
$$(1) \quad \Delta V = \Delta l (1 - 2\nu)$$

ν = coefficient de Poisson

5. Essais de microfissuration lors de la construction du barrage de Gebidem

Il appert des considérations qui précèdent, dont il convient de souligner l'importance, que la sécurité d'un ouvrage important en béton ne devrait pas être évaluée sur la base du rapport traditionnel $s = R_u/\sigma_b$ mais qu'il est préemptoire de considérer dans ce rapport non pas la résistance ultime du béton, mais celle correspondant au seuil de microfissuration. Forte de ces considérations, la Société Générale pour l'Industrie, chargée de l'étude et de la direction des travaux du barrage de Gebidem (Valais) prescrit durant la construction de cet ouvrage des essais systématiques de contrôle pour déterminer expérimentalement le seuil de microfissuration du béton.

Fig. 6. Vue du barrage de Gebidem



Le barrage de Gebidem, sis dans les gorges du Massakin (Valais), à 1440 m d'altitude, est destiné à accumuler les eaux de la Massa, émissaire du glacier d'Aletsch. L'ouvrage, qui fait partie de l'aménagement hydro-électrique de Bitsch, a été construit entre 1964 et 1968; le maître de l'œuvre est la société Electra-Massa [14].

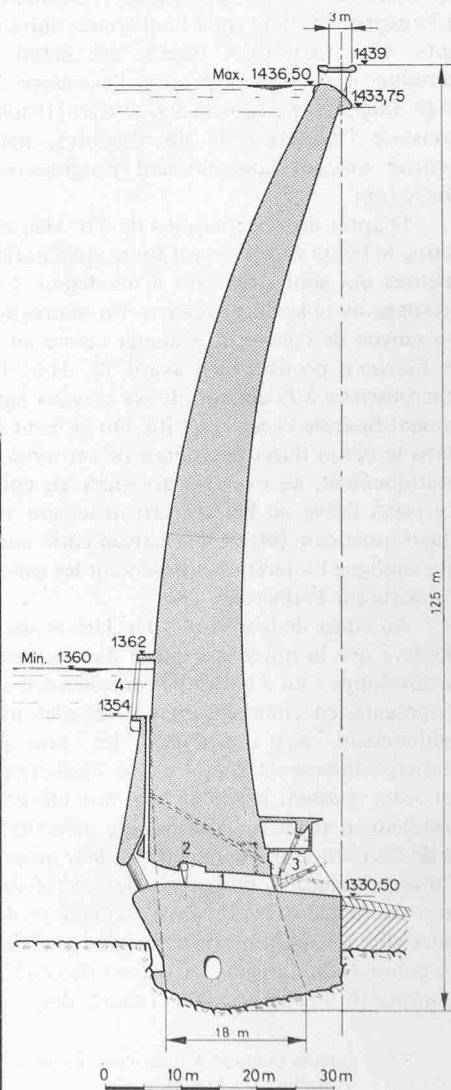
Ce barrage de 120 m de hauteur et de 325 m de développement au couronnement est du type voûte à double courbure; son épaisseur est de 3 m au couronnement et de 18 m à la base (fig. 6 et 7). Le volume du béton mis en place atteint 230 000 m³. Un joint injectable a été prévu à la base de l'ouvrage pour prévenir tout risque de déchirure du béton ou de décollement de celui-ci sur le rocher du pied amont, où d'importants efforts de traction sont à prévoir. Le calcul a révélé, d'autre part, que la compression maximale était de l'ordre de 70 kg/cm² pour le béton et de 50 kg/cm² pour le rocher [15] et [16].

Le contrôle expérimental du seuil de microfissuration du béton mis en place exigea une adaptation du laboratoire de chantier, de manière à ce que ces essais soient exécutés avec toute la minutie requise, sans pour autant perturber l'activité normale du chantier et le rythme du bétonnage. Par ailleurs, l'appareillage d'extensométrie nécessaire pour ces essais devait être de haute précision, bien qu'utilisé dans les conditions relativement précaires d'un chantier, et ne pas entraîner des frais disproportionnés.

Il fut possible de satisfaire à ces exigences à l'aide d'un matériel suisse d'une sensibilité de 1/100e de micron, d'un prix

Fig. 7. Coupe verticale du barrage de Gebidem 1:1000

- 1 Pertuis blindé
- 2 Vanne-clapet
- 3 Vanne-secteur
- 4 Prise d'eau



tout à fait abordable, dont la précision et la robustesse ne laissaient rien à désirer. Les essais en question ne troublèrent en rien le fonctionnement de routine du laboratoire de chantier et n'affectèrent pratiquement pas ses frais d'exploitation.

Le laboratoire disposait d'une presse de 500 t à arcade surélevée; les éprouvettes étaient mises en place au moyen des «casques» imaginés par R. Peltier [1]. Le caoutchouc se déformant à volume constant, on peut considérer que ce mode de chargement est quasi hydraulique: en fait, cette méthode s'est avérée parfois délicate en raison du faible jeu existant entre «casque» et éprouvette.

Les extensomètres étaient à transformateurs différentiels, montés en pont, les déplacements du noyau plongeur étant lus directement en microns à la sortie de l'amplificateur à onde porteuse; ces extensomètres assurent un guidage parfait du noyau plongeur. Cinq échelles de mesure allant de ± 3 microns à ± 300 microns étaient disponibles.

Le montage des extensomètres mesurant les raccourcissements fut assuré au moyen de platines serrées contre l'éprouvette par des sandows et positionnées par des pointes en acier. Une entretoise de montage, assemblant provisoirement les platines, plaçait les pointes en acier à $300 \pm 0,01$ mm. Des touches fixées aux platines rendaient possible la mesure exacte de la longueur au moyen d'un comparateur avant tout essai. L'élément mobile de l'extensomètre reposait sur une vis micrométrique de précision; on profita de cette disposition pour accroître sensiblement l'étendue de mesure de l'ensemble.

Les augmentations de diamètre ont été mesurées par des ensembles identiques – extensomètres + vis micrométrique – montés cette fois-ci sur des cadres suspendus au sommier supérieur, de manière que la butée micrométrique appuie constamment sur l'éprouvette. Sur celle-ci, de petites pièces métalliques collées aux extrémités du diamètre constituaient les points d'appui (fig. 8).

Les éprouvettes de béton utilisées pour les essais avaient une hauteur de 450 mm et un diamètre de 300 mm. La durée d'un essai était en moyenne de 55 minutes, dont 40 étaient consacrées à l'épreuve proprement dite; au cours de ces 40 minutes, quelque 1000 mesures élémentaires étaient faites.

6. Résultats des essais

L'appréciation de la qualité du béton repose sur l'examen expérimental de l'évolution du volume d'une éprouvette soumise à une compression uniaxiale. La variation du volume ne peut être établie qu'indirectement. En effet, l'on ne peut mesurer que des raccourcissements de longueur ou déformations longitudinales Δl et des allongements de diamètre ou de déformations transversales $\Delta \varphi$. La variation de volume d'un cube élémentaire d'arête l ressort donc à:

$$\Delta V = V_0 - V_n$$

$$\Delta V = l^3 - [(l - \Delta l) (l + \Delta \varphi)^2]$$

$$(2) \quad \Delta V = l^3 (\Delta l - 2 \Delta \varphi)$$

Pratiquement, il suffit de tracer la courbe $\Delta l - 2 \Delta \varphi$ en jouant sur les échelles relatives aux déformations, ce qui graphiquement est facile.

L'essai comporte la lecture simultanée, pour des contraintes croissantes, de l'effort fourni par la presse et des déformations. Après avoir tracé les courbes des déformations, on construit, par points, la courbe $\Delta V/\sigma$. Généralement, on ajoute à cette courbe celle de la dérivée ou coefficient de compressibilité, et la variation du coefficient de Poisson $\Delta \varphi/\Delta l \cdot |\sigma|$.

Il ressort des résultats des essais indiqués sur la figure 9 que les seuils de microfissuration déterminés, tant sur prélèvements de béton en place (carottes) que sur éprouvettes moulées, accusent des valeurs qui concordent assez bien; il était donc

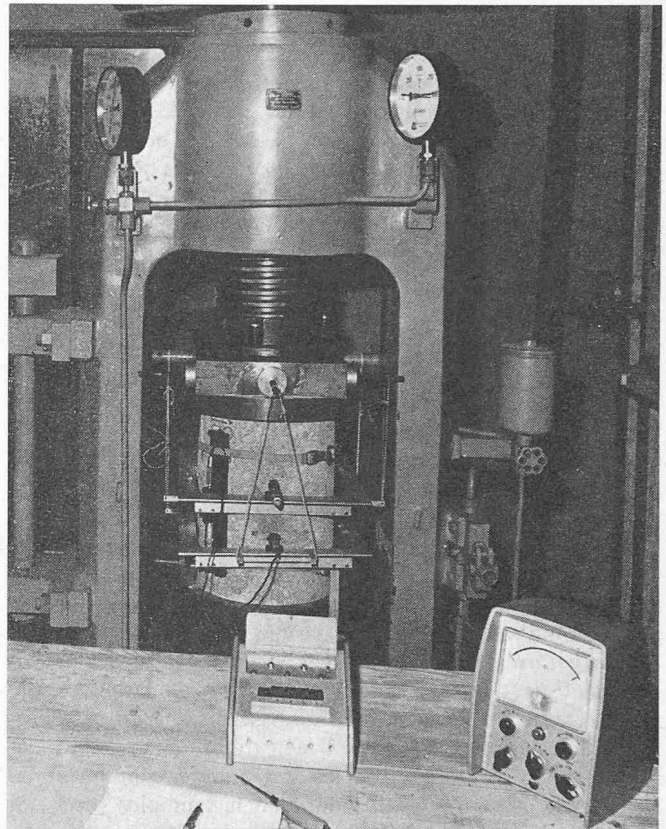


Fig. 8. Vue du dispositif adopté pour les essais de microfissuration. Au premier plan à droite le pont de mesure à lecture directe, au centre l'unité de commutation; au fond carotte équipée des capteurs, des casques et presse

possible d'avoir foi en la valeur moyenne ainsi obtenue. L'essai du prélèvement No 6M apparaît plus spécialement représentatif du béton de l'ouvrage en question (fig. 5).

Au cours des essais, il est apparu que la presse accusait une certaine asymétrie, indépendante du centrage de l'éprouvette, asymétrie qu'il ne fut pas possible de corriger. Ce léger défaut n'a guère affecté les résultats obtenus dont la dispersion est inférieure à celle des essais traditionnels d'écrasement. Cette carence relative du matériel a probablement eu pour effet de fournir des résultats plutôt pessimistes, en ce sens que les seuils de microfissuration qui auraient été obtenus à l'aide d'une presse de plus haute précision auraient été supérieurs.

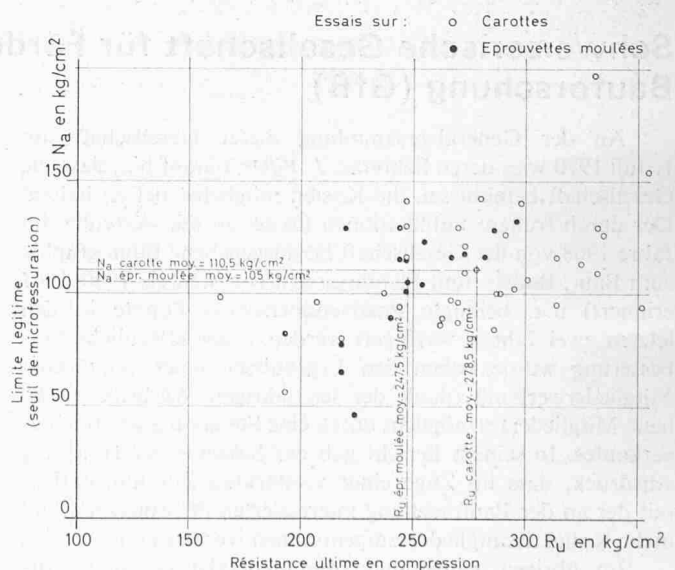


Fig. 9. Graphique groupant les résultats des essais de microfissuration

7. Conclusion

Il est évident que les valeurs du coefficient de sécurité du béton obtenues en considérant le seuil de microfissuration au lieu de l'écrasement sont plus faibles, mais elles reposent sur une caractéristique plus précise parce que beaucoup plus sensible aux variations des différents paramètres qui conditionnent les qualités du béton.

En effet, le critère traditionnel de l'écrasement ne tient pas compte des données fournies par la pré-rupture du béton qui intervient plus tôt et dure plus longtemps qu'on ne le croit généralement; ce critère apparaît donc sommaire, si ce n'est erroné, à notre époque qui se plaît à raffiner tous les processus techniques.

D'ailleurs, la qualité scientifique impose à l'ingénieur de ne rien négliger pour assurer la plus grande sécurité possible à ses réalisations, et cela à cause des impératifs économiques qui l'astreignent à solliciter toujours davantage les matériaux utilisés. Il est évident que le béton n'échappe pas à cette règle.

En fait, il est réconfortant de savoir que le béton d'une voûte de barrage, par exemple, ne sera jamais sollicité au-delà du 50 à 60% de la contrainte pour laquelle il subirait dans sa structure intime – de façon invisible par conséquent – des dommages irréversibles qui, s'aggravant avec le temps, provoqueraient alors des fissures apparentes. En analysant ce que représente le coefficient de sécurité basé sur le seuil de microfissuration par rapport au coefficient traditionnel, il est indéniable que le premier repose sur des notions expérimentales supérieures et qu'il constitue donc un facteur plus précis. Si la marge de sécurité qu'il fournit est plus étroite, elle offre l'avantage d'être beaucoup plus réelle.

Les essais effectués sur le chantier du barrage de Gebidem ont permis de démontrer qu'entre la contrainte maximale possible et le seuil de microfissuration du béton, il existe une marge suffisante qui permet de mieux préciser le critère cardinal de la sécurité de l'ouvrage. Ils ont également permis d'entreprendre, à la faveur d'un exemple pratique, une modeste exploration dans le domaine encore mal connu de la mécanique interne du béton. Elle rejoint d'ailleurs diverses tentatives similaires faites sur d'autres chantiers avec des résultats analogues.

Il ressort aussi de publications récentes que les spécialistes du béton découvrent des perspectives nouvelles quant à la véritable résistance à la compression de ce matériau [17] et [18].

En conclusion, nous sommes persuadés que la détermination du seuil de microfissuration s'imposera quelque jour,

en raison des avantages qu'elle présente, ce qui aidera certainement à faire avancer la connaissance de ce matériau indispensable aujourd'hui à tous les bâtisseurs.

Bibliographie

- [1] *Peltier, R.*: Recherches expérimentales et théoriques sur la rupture des bétons. «Construction» (Dunod-Paris) t. X (1955), No 12, pp. 518–522.
- [2] *Rüsch, H.*, prof. dr. ing.: Der Einfluss der Deformationseigenschaften des Betons auf den Spannungsverlauf. «Schweiz. Bauzeitung», 77 (1959) H. 9., S. 119–126
- [3] *Brandtzaeg, A., Brown, A.L., Richart, F. E.*: Travaux publiés en 1928 et 1929 dans les Bulletins No 185 et 190 de «University of Illinois – Engineering Experiment Station» (Urbana, Illinois, U.S.A.).
- [4] *Jones, R.*: A Method of Studying the Formation of Cracks in a Material Subjected to Stresses. «British Journal of Applied Physics» (London), 3 (1952) No. 7, pp. 229–232.
- [5] *L'Hermite, R.*: Idées actuelles sur la technologie du béton. «Bulletin RILEM» 1954 No. 28, pp. 27–29.
- [6] *Dantu, P.*: Etude des contraintes dans les milieux hétérogènes – Applications au béton. Publication No 57, 6, du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- [7] *Hsu, Th. T. C., Slate, F. O., Sturman, G. M., Winter, G.*: Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress / Strain Curve. «Journal of the American Concrete Association» V. 60, (1963), No 2.
- [8] *Farran, J.*, prof.: Etude minéralogique de l'adhérence entre les pâtes de ciment et les matériaux enrobés dans le béton. «Silicates industriels» 1958, No 9, No 10, No 11.
- [9] *Kaplan, H. F.*: Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure. «Journal of American Concrete Institute», V. 60 (1963), No 7.
- [10] *Farran, J., Maso, J. C., Duffaut, P., Dussel, M., Gautier, G.*: Importance de la pétrographie des agrégats. VIIe Congrès des Grands Barrages 1961, Rapport No 2, Question 24.
- [11] *Taylor, M. A., Broms, B. B.*: Shear Bond Strength between Coarse Aggregate and Cement Paste or Mortar. «Journal of American Concrete Institute» V. 61, (1964), No 8.
- [12] *Brock, G.*: Courbes complètes Contraintes/Déformations «Engineering» (London), 4 mai 1962. Traduction EDF No 3597.
- [13] *L'Hermite, R.*: Idées actuelles sur la technologie du béton. La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (Paris) 1955, p. 97
- [14] *Stutz, R. O.*: The Bitsch Hydro-Electric Scheme. «Water Power» 1967, No 11/12.
- [15] *Gicot, H.*: Conceptions et techniques de quelques barrages – voûtes suisses. «Cours d'eau et énergie». No 6/7 1961, pp. 194–205.
- [16] *Gicot, H.*: Concrete and earth dams in Switzerland today. Comité suisse des Grands Barrages 1967, pp.10–13.
- [17] *Desayi, P., Viswanatha, C. S.*: True Ultimate Strength of Plain Concrete, «Bulletin RILEM» No 36, Septembre 1967, pp. 163–173.
- [18] *Béres, L.*: Investigation on Structural Loosening of Compressed Concrete. «Bulletin RILEM» No 36, Septembre 1967, pp. 185–190.

Schweizerische Gesellschaft für Förderung und Koordination der Bauforschung (GfB)

DK 061.2:624:69.001.6

An der Generalversammlung dieser Gesellschaft am 1. Juli 1970 wies deren Sekretär, *J. Piller*, darauf hin, dass die Gesellschaft bemüht sei, die Kosten möglichst tief zu halten. Der durch frühere Publikationen (es sei an die wertvolle, im Jahre 1968 von der Gesellschaft herausgegebene Bibliographie zum Bau-, Boden- und Planungsrecht der Schweiz 1900–1967 erinnert) u.a. bedingte Passivenüberschuss konnte in den letzten zwei Jahren verringert werden. Diese erfreuliche Verbesserung wurde neben den Ergebnissen einer verstärkten Mitgliederwerbung (dank der letztjährigen Werbeaktion 80 neue Mitglieder) ermöglicht durch eine Steigerung des Bücherverkaufs. In seinem Bericht gab der Sekretär der Hoffnung Ausdruck, dass im Zuge einer verstärkten Zusammenarbeit mit der an der Bauforschung interessierten öffentlichen Hand mehr Kollektivmitglieder aufgenommen werden können.

Im übrigen genehmigte die Generalversammlung die folgenden Mutationen: *Willi Haindl*, Zentralsekretär SBHV,

Zürich, anstelle des zurücktretenden Nationalrates *G. Berger*, und *F. W. Bosshardt*, Niederurnen, Direktor der Forschungsabteilung der Eternit AG, anstelle von *H. Frey*, dipl. Ing. Mit Akklamation nahm die Versammlung davon Kenntnis, dass sich verschiedene, ausgewiesene Baufachleute für eine Wahl in den Vorstand zur Verfügung gestellt haben: *Erwin Schneider*, Nationalrat, Bern, Kant. Baudirektor, *Fritz Frey*, Architekt (Nordwestschweiz), *Heinz A. Schellenberg* (Ostschweiz), *Aldo Realini*, ing. civil dipl. (Westschweiz).

In seiner Orientierung über die Tätigkeit wies Dr. *A. E. Schraft*, Präsident des *Bauforschungsrates der GfB*, darauf hin, dass die im letzten Jahr dargestellte Zielsetzung der Gesellschaft unverändert sei, nämlich einerseits *Information* der an der Bauforschung interessierten Kreise, andererseits *Förderung der Bauforschungsarbeiten* (im koordinierenden Sinne). Neben dem Bauforschungsrat bestünden noch weitere Studiengruppen

Schluss folgt auf Seite 980