

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte
Band: 55 (1987)

Rubrik: Theme 2. Serviceability

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: 12.01.2026

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



THÈME 2

Serviceability

Aptitude au service

Gebrauchstauglichkeit

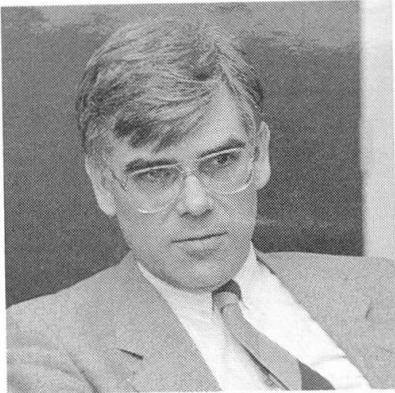
Leere Seite
Blank page
Page vide

Aptitude au service

Gebrauchstauglichkeit

Serviceability : Ability to Serve

Wolter Reinold de SITTER
Dir. , R & D
Hollandsche Beton Groep SA
Rijswijk, Pays-Bas



W. R. de Sitter (50) a obtenu son diplôme d'ingénieur en 1961 à l'Université Polytechnique de Delft. En 1978, il est entré au service de HBG S.A. Il s'est occupé de la durabilité du béton et de la conception de constructions marines. Il est membre de différentes commissions de réglementation, de normes et de recherches.

RÉSUMÉ

L'aptitude au service est la "possibilité" de fournir une "prestation" demandée. Ces deux éléments changent dans le temps. Les caractéristiques des matériaux déterminent la solidité d'une construction. Un bâtiment conçu et réalisé conformément aux prescriptions et règles de l'art a une durée de vie technique de plus de cinquante ans. La prestation est demandée durant le temps d'exploitation économique. Dans notre société se transformant rapidement, le temps d'exploitation économique des bâtiments est plus court que la durée de vie technique. Nous devons donc concevoir nos constructions de telle sorte qu'elles puissent être adaptées aux exigences d'utilisation qui changent si rapidement.

ZUSAMMENFASSUNG

Gebrauchstauglichkeit bedeutet die "Fähigkeit", eine verlangte "Leistung" zu erbringen. Beides verändert sich im Laufe der Zeit. Die Materialeigenschaften bestimmen die Leistungsfähigkeit der Konstruktion. Ein Bauwerk, das nach den Vorschriften und den Regeln der Baukunst entworfen und ausgeführt worden ist, hat eine technische Nutzungsdauer von mehr als fünfzig Jahren. Die Leistung wird während der wirtschaftlichen Nutzungsdauer verlangt. In unserer sich schnell verändernden Gesellschaft ist die wirtschaftliche Nutzungsdauer von Gebäuden kürzer als die technische Nutzungsdauer. Wir müssen unsere Konstruktionen so entwerfen, dass sie den sich rasch verändernden Anforderungen angepasst werden können.

SUMMARY

Serviceability means the "ability" to supply a desired "service". Both change in time. The properties of the materials determine the capability of the structure. A building, which has been designed and executed in accordance with the accepted codes of conduct, technically has a useful life of more than 50 years. The service is required throughout its economic life. In our fast-changing society, the economic life of a building is shorter than its technical lifetime. We have therefore to design our structures in such a way that they can be adapted to user requirements which change rapidly.



1. Introduction

Le mot "serviceability", en Anglais, couvre les notions "d'aptitude" et de "prestation de service". Donc ce mot est liée à deux qualités différentes. L'une "l'aptitude", dépend des propriétés de la construction en béton; en particulier, des propriétés du matériau utilisé. La "prestation de service" dépend des voeux du client. Nous, techniciens, ne réalisons pas assez que les voeux du client peuvent, eux aussi, évoluer dans le temps. La première notion, "l'aptitude", met l'accent sur le critère de permanence technique dans le temps, tandis que la seconde notion met l'accent sur la permanence économique dans le temps.

2. Critères techniques liés au temps

Les propriétés du béton changent dans le temps. Nous pensons entre autres à la fatigue, la fluage, la carbonatation et les dégats du gel/dégel.

Dans les grandes lignes nous disposons de suffisamment de connaissances technologiques et techniques pour réaliser des construction en béton qui peuvent satisfaire les voeux des clients, pendant plus de 50 ans. Cette connaissance est consignée dans les codes de bonne pratique.

Bien qu'il y ait des différences de conception d'une nation à l'autre, celles-ci se développent finalement, avec l'aide du travail opéré par les organisations FIP, CEB, ISO, pour se fondre en une réglementation internationale commune, comme les Euro Codes. Si nos connaissances sont si larges, pourquoi se livre-t-on dès lors à tant de recherches dans le domaine de la durabilité ?

Il y a quatre raisons à cela, à savoir:

1) Nous avons le savoir-faire, mais pas la pleine connaissance technologique, le pourquoi des choses; bref nous avons le know-how mais pas le know-why. Ainsi, nous savons par expérience que les fissures d'une largeur moindre que 0,25 mm ne constituent pas un danger pour une longévité de plus de 50 ans de constructions normales. Par normales, nous entendons des constructions constituées de matériaux qui répondent aux normes, ayant des armatures couvertes conforme à la réglementation et qui ne sont pas confrontées à un milieu ambiant exceptionnellement agressif. Cette connaissance est basée sur l'expérience acquise par la construction d'ouvrages en béton et sur les résultats d'essais d'exposition. Elle a un caractère fortement empirique. Nous savons comment faire pour ériger une construction durable en béton mais ne savons pas avec précision pourquoi elle est durable.

2) La montée des prix du pétrole au début des années soixante-dix a suscité l'intérêt pour l'exploitation du pétrole et du gaz de la Mer du Nord. Les compagnies pétrolières et les bureaux de classification tels que le Norsk Veritas, le Véritas et Lloyds Register sont traditionnellement tentées de penser en termes de constructions métalliques, couvertes par des systèmes de protection par peinture ou par effet cathodique. C'est pour cela que les compagnies pétrolières ont posé aux promoteurs de constructions en béton beaucoup de questions allant au fonds des choses; ceci précisément dans le domaine de la tenue dans le temps en milieu marin. Ces questions ont donné une énorme impulsion aux recherches dans les domaines liés à la durabilité tels que la fatigue.

3) Dans un certain nombre de cas, des dommages ont été subis par les constructions en béton. Notamment dans le secteur de l'habitat, ainsi que dans des ouvrages de génie civil, parmi lesquels un certain nombre de ponts. La vague de dommages peut être attribuée à la forte augmentation du volume de la construction qui s'est produite environ dix ans après la fin de la deuxième guerre mondiale. Cette vague d'activité de la construction a été suivie, avec un déphasage de 10 à 25 ans, par une vague de dommages. L'analyse de ces dommages a donné une impulsion importante à la recherche de leurs causes.

4) Cas de dommages au Moyen Orient.

Suite à la crise pétrolière, le volume de la construction a fortement augmenté dans les pays producteurs de pétrole du Moyen Orient. Ici, un nombre de facteurs se sont fâcheusement influencés mutuellement: la médiocre qualité des agrégats, la trop forte sollicitation du marché du travail et l'absence d'une tradition locale dans le domaine de la construction en béton, l'environnement agressif pour le béton et le fait que par forte température les réactions chimiques s'accélèrent. Dès lors, la décalage dans le temps déjà évoqué entre le développement de l'activité dans le domaine de la construction et l'apparition des dommages s'est nettement raccourci au Moyen Orient, pour se situer entre 5 et 15 ans.

Nous devons cependant bien constater que les cas de dommages restent limités à une toute petite partie des constructions réalisées en béton. Aux Pays-Bas, il a été procédé à une enquête sur l'état des constructions en béton érigées sur la côte et à un inventaire des dommages subis dans la construction des habitations ((1)) ((2)).

Dans l'enquête concernant les constructions en béton en région côtière, principalement des écluses, l'âge des constructions variait de 3 à 63 ans. Ces constructions étaient en bon état et confortent mon opinion que nous sommes capables de concevoir des constructions qui peuvent assumer pendant plus de 50 ans la fonction pour laquelle elles ont été réalisées. Il y a lieu de faire remarquer ici que le sens inné qu'ont les hollandais pour l'économie nous a quelque peu aidés. Aux Pays-Bas le ciment de haut-fourneau est légèrement moins cher que le ciment Portland. Par conséquent le ciment de haut-fourneau a souvent été utilisé, dans le passé, par raison budgétaire. L'enquête portant sur les dix dernières années a montré que la résistance à la pénétration des chlorures est notablement plus élevée pour les ciments de haut-fourneau que pour les ciments Portland. C'est pour cette raison aussi que du ciment de haut-fourneau a été utilisé par Ballast Nedam pour la construction de la Chaussée de Bahrein (fig.1) ((3)). Bien qu'ici ce soient des considérations de qualité qui aient constitué l'élément déterminant.

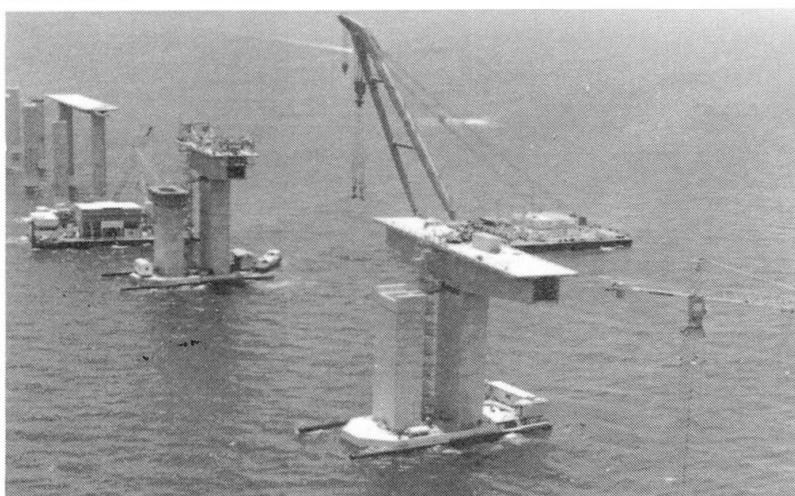


Fig.1 Bahrain Causeway en construction

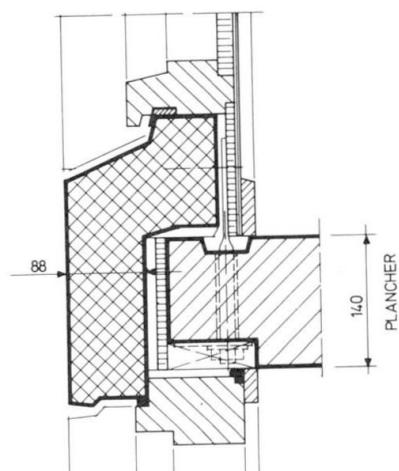


FIG.2 COUPE VERTICALE ELEMENT DU FAÇADE



Pour la construction d'habitations, un inventaire des dégâts aux balcons et galeries a été établi. Une distinction a été faite entre les trois appréciations suivantes:

Bon : Il n'y a pas de mesures d'intervention à prévoir durant la période souhaitée.

Mauvais: Il est question de dommages graves, perceptibles à l'oeil nu; pour atteindre la longévité souhaitée, il y a lieu de prévoir des mesures d'intervention.

Suspect: Il n'y a pas, en vérité, de dommages graves perceptibles à l'oeil nu mais des sondages dans la couverture de béton des armatures, de la profondeur de carbonatation et la teneur en chlorures laissent à penser que dans les 50 ans qui suivent des dommages pourront apparaître dans la construction.

Sur base d'un sondage portant sur 560 unités les conclusions suivantes ont pu être tirées:

TABLEAU 1

Inventaire des dommages subis, aux Pays-Bas, dans les immeubles d'habitations

	% du total		Frais de réparation en millions du florins	
	estimation	fourchette	estimation	fourchette
	moyenne		moyenne	
mauvais	2,3	1,2 - 3,9		
suspect	23,4	15,0 - 33,6		
balcons et galeries	$12.6 \times 10^6 \text{ m}^2$		345	169 - 521
béton externe total	$14 \times 10^6 \text{ m}^2$		383	188 - 579

L'appréciation "suspect" concerne les cas où aucun dommage n'est apparent mais qui, d'après nos connaissances technologiques actuelles, pourraient s'endommager. En bref, cette appréciation rassemble les constructions en béton qui, malgré un certain nombre d'éléments troublants se trouvent actuellement en bon état, sans que nous sachions très bien pourquoi. Ceci n'enlève rien à l'affirmation que nous sommes en mesure de réaliser des constructions qui auront une durée d'utilisation de plus de 50 ans.

Depuis le début de 1961 la société Intervam bv, qui fait partie du groupe HBG, le Hollandsche Beton Groep, a construit un grand nombre d'habitations en appliquant un système utilisant de grands éléments constructifs. En façade, des éléments en béton, relativement minces, ont été employés pour former des montants, des bandeaux et des acrotères. Ces éléments de 88 mm d'épaisseur, étaient précontraints par des armatures de 2 mm de diamètre (fig. 2).

Le client et le promoteur voulaient, de la sorte, assurer la longévité de la construction en évitant la formation de fissures sous l'effet des variations locales de températures et d'un retrait non uniforme. Vingt-cinq ans plus tard, la construction en béton de ces habitations est encore actuellement en parfait état technique de conservation, y compris les éléments en béton de la façade.

Une pénurie aigüe d'acier de construction s'est produite immédiatement après la seconde guerre mondiale.

Pour la reconstruction et l'électrification du réseau ferré il a alors été fait usage de portiques en béton précontraint pour les caténaires (fig 3.). Faisant suite à des rumeurs de dommages occasionnés au béton, les Chemins de Fer Néerlandais ont vérifié ces portiques.

Il est apparu que le béton de ces portiques n'était carbonaté que jusqu'à une profondeur maximale de 1 mm et que les portiques se trouvaient, pour le reste, dans un très bon état ((4)). Ces portiques existent depuis environ 35 ans et il n'y a pas de raison d'admettre que ces mêmes portiques ne pourront pas continuer à servir largement au-delà l'an 2000.

Sur base de notre expérience, j'arrive aux conclusions suivantes:

- I) Nous sommes parfaitement en mesure de réaliser des constructions en béton qui puissent remplir, pendant plus de cinquante ans, les fonctions que le client a souhaité.
- II) Nous ne devons pas nous efforcer d'assigner une place importante, dans nos projets et dans nos codes, à une approche arithmétique de la durabilité technique à obtenir. Vu la conclusion ci-dessus, ceci n'est pas nécessaire et consisterait à verser une sauce pseudo-scientifique sur une solide expérience pratique.
- III) Nous devons réaliser clairement qu'à côté d'une majorité de constructions réussies il se trouvera une petite minorité d'ouvrages qui auront, provisoirement, des dommages perceptibles. Il faut identifier et localiser ces éventuels dommages à un stade précoce grâce à un système d'inspection bien mis au point.

3. Les exceptions à la règle

Il peut être déduit de ce qui précède qu'un système d'inspection des constructions en béton doit être mobilisé pour déceler dès que possible les quelques cas où des dommages pourraient se produire. Il s'agit donc de détecter en temps voulu les anomalies. Pour paraphraser un slogan il s'agit d'organiser un contrôle du type "Inspection for exception". La nécessité de signaler dès que possible les éventuels défauts est illustré par la fig.4. Le niveau des frais pour assurer longuement le maintien des fonctions souhaitées par le client, y est évoquée. Quatre cas sont envisagés:

- A) Lors de la conception du projet et de son exécution, il est fait usage des règles de l'art. On veille à assurer une couverture de béton suffisante et à mettre en œuvre un béton compact, précisément au droit de cette couverture.
- B) Le front de carbonatation n'a pas encore atteint l'armature ou ne l'a atteinte qu'en quelques endroits. Il y a encore, en moyenne, 10 à 15 mm de béton non carbonaté en place.
- C) Le front de carbonatation a atteint l'armature en de nombreux endroits. La corrosion y est amorcée. La pénétration de chlorures joue peut-être aussi localement un rôle.
- D) L'armature est, en grande partie, prise dans du béton carbonaté ou de la rouille incrustante apparaît en de nombreux endroits sous l'effet des chlorures. Il y a des dommages réels.

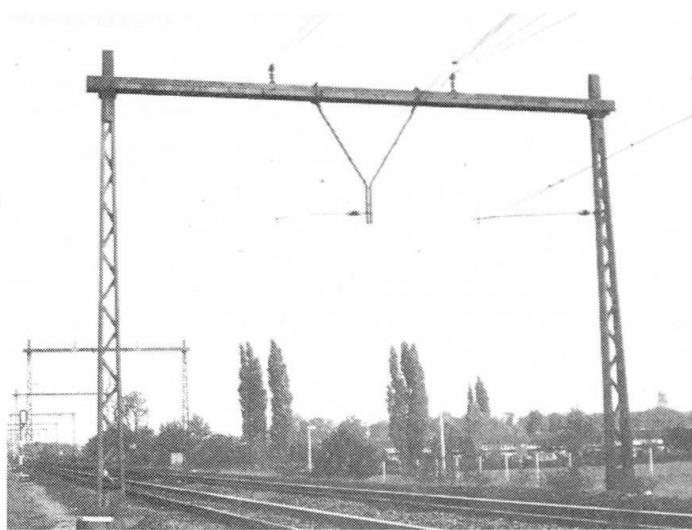


Fig. 3 Portique en béton précontraint



La proportion des frais à engager pour assurer la durabilité ultérieure peut être fixée à 1 : 5 : 25 : 125. Cela signifie que pour chaque franc non dépensé, en n'applicant pas à la lettre les règles de l'art en phase A), il y aura une nouvelle dépense de 25 francs, en phase C), pour la maintenance de la construction en béton ((5)). Au début du cycle d'existence, l'inspection doit être fréquente pour pouvoir déceler dès que possible les anomalies. Elle peut, ultérieurement, s'espacer pour assurer le suivi de l'évolution.

Un bon système d'inspection doit se traduire par une économie sur les frais qui sont nécessaires pour garantir l'aptitude à rendre le service attendu : la "Serviceability".

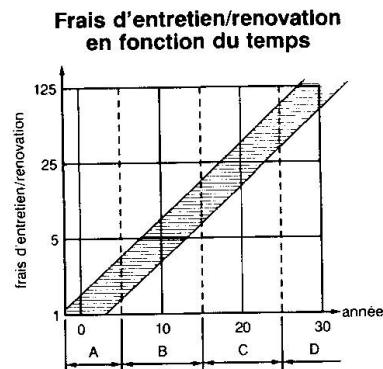


Fig.4 Frais d'entretien/rénovation en fonction du temps

4. Critères économiques en fonction du temps

En procédant à l'inventaire des critères économiques, une différence apparaît entre, d'une part, les constructions civiles réalisées au profit de l'infrastructure et, d'autre part, les autres constructions. Le tableau 2 donne une grossière estimation de la durabilité économique d'un certain nombre de catégories d'ouvrages ainsi que des périodes d'amortissement comptable courantes de ceux-ci. Pour la durabilité économique, on s'est basé sur l'âge des constructions en béton érigées dans le passé et qui ont encore actuellement une valeur dans le circuit économique. Pour la période d'amortissement, il a, par contre, été fait référence à la période qui est actuellement une usage chez les maîtres d'ouvrage pour les nouvelles constructions.

TABLEAU 2

Type d'ouvrage	Durabilité économique	Période d'amortissement
Grands ouvrages d'infrastructure		
-ouvrage maritimes & portuaires	> 100 ans	50 à 60 ans
-grands ponts		
Ouvrages d'art	> 50 ans	50 ans
-ponts		
-aqueducs		
-écluses		
Installations militaires	15 à 20 ans	pas disponible
Immeubles à usage de bureaux	40 ans	20 à 25 ans
Plateformes d'exploitation	10 à 30 ans	5 à 15 ans
-gazière ou pétrolière		
Habitations	15 à 50 ans	40 à 50 ans
Bâtiments industriels	10 à 40 ans	15 à 35 ans

Dans ce qui précède il a été admis que la durabilité technique des constructions en béton qui ont été réalisées suivant les règles de l'art est supérieure que 50 ans. Du tableau précédent il ressort que pour les constructions autres que celles qui sont destinées à l'infrastructure, la durabilité économique et la période d'amortissement sont inférieures à la durabilité technique.

Pourquoi n'essayerions-nous pas dès lors, pour économiser de l'argent, de diminuer pour ces catégories la durabilité technique ?

Il y a deux raisons pour ne pas donner suite à cette suggestion, à savoir:

a) On en peut imaginer de mesures d'économie qui permette d'agir sur la durabilité avec suffisamment de maîtrise sans que l'on ne courre le risque de voir la durabilité technique finir par être inférieure à ce que l'on se proposait d'atteindre.

b) Les économies qui pourraient résulter d'éventuelles mesures de réduction de la durabilité sont bien trop faibles que pour courir les risques évoqués en a)

C'est pour cela que l'optimisation de la durabilité technique et de la durabilité économique pour les constructions en béton est sans signification pratique.

La période d'amortissement réduite qui est donnée pour les bâtiments industriels résulte des modifications technologiques rapides qui se produisent dans les procédés de production et par l'influence qu'ont ces derniers sur la forme des bâtiments. L'architecte de l'usine de production de mégachips souhaitait visualiser la forme de ce produit en donnant au bâtiment une forme qui en serait l'expression (fig. 5). L'influence de cette puce va cependant beaucoup plus loin que dans le seul domaine de l'esthétique.

Ce bâtiment constitue une installation géante d'air conditionné et de filtration d'air. Le volume d'air à déplacer détermine les dimensions de la construction (fig. 6).



Fig. 5 Usine de mégachips

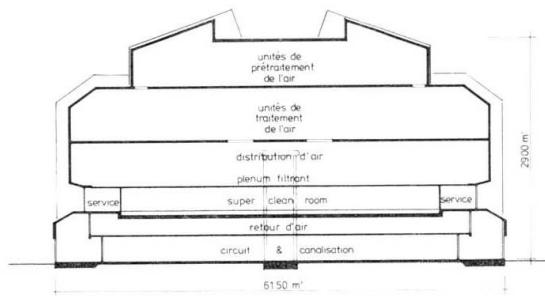


Fig. 6 Coupe vertical de usine de production de mégachips

Le montage antivibratoire des "wafer steps" où sont confectionnées les mégapuces est soumis à des critères très sévères. Ces critères sont déterminants pour le volume de la partie construite en béton. C'est le procédé de fabrication qui détermine les dimensions de la construction en béton. La durabilité économique de cette construction est vraisemblablement égale à celle du procédé de fabrication qui y est logé. La durabilité économique de ce procédé est, à son tour, très dépendante du cycle d'existence du produit, la mégapuce. Quelle que soit l'ampleur de ce cycle, celle-ci sera de toute façon plus courte que la durabilité technique de la construction en béton.

La robotisation de l'industrie automobile pose d'autres critères aux bâtiments que les procédés de fabrication mécanisée à conduite manuelle. La hauteur libre, par exemple, doit être de 9 à 10 m au lieu de 6 à 7 m. Un tel hall de production doit être amorti dans les 35 ans. Ne fusse que parce qu'il n'est pas possible de prédire quelles seront, dans le futur, les critères imposés au bâtiment par le procédé de fabrication qui sera alors en usage.



Ces exemples montrent que le maître d'oeuvre fait bien de se concerter avec le maître de l'ouvrage pour connaître l'éventuelle réaffectation de la construction à l'issue de la période de durabilité économique probable qui s'inscrit dans la première phase d'existence.

La question se pose aussi pour les logements. La période d'amortissement habituelle est de 50 ans. Nous pouvons être certains, cependant, que dans 50 ans les désirs des habitants auront changé de façon profonde par suite des modifications dans la composition des ménages et des changements sociaux. Dans beaucoup de pays nous sommes confrontés avec le problème de logements inoccupés et avec celui des situations sociales marginales qui surgissent dans les grandes extensions municipales. La société Intervam consacre son activité à la construction de logements. Il y a quelques années, cette société a été confrontée à la combination des facteurs qui suivants:

TABLEAU 3

Influence extérieure sur le projet de logements

- Les habitants et les investisseurs demandent que la distribution interne des pièces soit susceptible de redécoupage au cours de la phase de construction. Ils veulent finaliser leur choix à un stade avancé de la réalisation.
- Les investisseurs et les occupants/propriétaires demandent qu'il soit possible de faire des modifications à peu de frais, au cours de l'existence du bâtiment.
- Le marché réclame des plans de lotissements de petite taille; 5 à 50 logements au lieu de 100 à 1000.
- Le marché exige une qualité supérieure, des charges d'habitation faibles, y compris le coût l'énergie.

En regard de ces questions, une réponse a été élaborée, qui comporte essentiellement une profonde modification dans l'organisation de la construction de bâtiments d'habitation. Cette construction se subdivise en huit courants de production, à savoir:

1. Sous-sol, fondation et rez-de-chaussée y compris les réseaux divers.
2. La superstructure. Les murs porteurs et les planchers, y compris les réseaux de conduites incorporés.
- 1 en 2. forment ensemble la structure, le squelette du bâtiment.
3. Les façades, le parachèvement du toit.
4. Le compartimentage des espaces. Cloisons internes, escaliers.
5. La seconde oeuvre. Les revêtements de sol, de mur, de plafond.
6. Les équipements. Les installations, les cuisines, les armoires.
7. Les parachèvements extérieurs.
8. Le parachèvement du terrain. Les réseaux divers, la voirie, les terrassements.

Les lignes directrices de cette organisation sont les suivantes:

- a) Chacun des courants de production se déroule par projet, sans interruption et ce indépendamment des courants de production qui doivent suivre ultérieurement.
- b) Chaque courant de production est autonome. L'unité de production, l'équipe travaille avec son propre matériel et son propre outillage et organise son propre mouvement d'aménée et d'évacuation. La direction et la surveillance des résultats sont liées au courant de production et non au projet.
- c) La direction du projet assure la coordination entre les courants de production.
- d) Chaque courant de production doit réaliser une diversité aussi grande que possible dans sa part de production tout en restant dans les limites extrêmes de la standardisation.

Les points suivants découlent de ces lignes directrices:

- Aux franges de contact, aux interfaces, aux points de rencontre des produits partiels que fournissent les huit courants de production, doit régner une rigoureuse et grande standardisation.

Entre les limites du produit d'un courant de production déterminé, la standardisation est souhaitable mais non déterminante.

- L'amélioration de la garantie de qualité doit être la conséquence de la formation, de l'expérience, et de la motivation des unités de production ainsi que de la normalisation.

Il est clair que cette façon d'appréhender les problèmes impose de hautes exigences aux auteurs de projet et donc plus particulièrement au projeteur de constructions en béton. Dans le cadre de la standardisation souhaitée, il faut cependant pouvoir répondre à la demande du marché qui désire avoir la possibilité d'effectuer des modifications à peu de frais tant au stade du projet qu'en phase d'utilisation. C'est en ce point que convergent et se renforcent mutuellement les voeux de l'entrepreneur qui souhaite des courants de production séparés et les voeux du marché qui tendent vers une souple variabilité. Les solutions qui ont été trouvées pour séparer les courants de production ouvrent aussi la possibilité de réaliser la variabilité dans la distribution et le compartimentage des locaux aussi bien que de modifier cette distribution, ce compartimentage dans la phase d'utilisation.

Moyennant une dépense relativement modique, le propriétaire/locataire pourra réaliser une distribution des lieux complètement différente (fig. 7 et fig. 8)

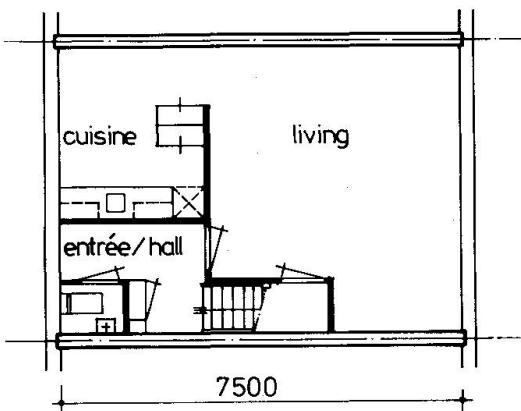


FIG. 7 REZ_DE_CHAUSSÉE

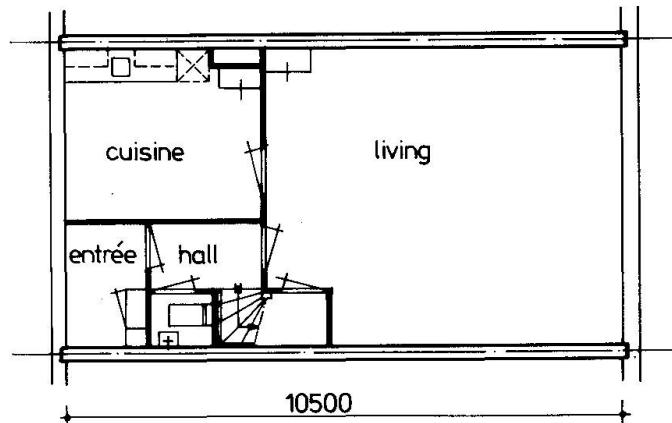


FIG. 8 REZ_DE_CHAUSSÉE (VARIANT)

Selon les possibilités qu'il a d'effectuer lui-même une partie du travail, les frais encourus varieront entre fl. 3000,-- et fl. 15.000,--. Pour un montant compris entre 3% et 15% de son investissement initial, il pourra disposer d'une habitation complètement différente, qui sera adaptée selon ses voeux dans le monde complètement différent que nous connaîtrons d'ici 15 ans.



5. Remarques finales et conclusions

Nous avons vu que la durabilité technique des constructions en béton est supérieure à 50 ans pour les ouvrages conçus et exécutés suivant les règles de l'art. La durabilité technique est la durée durant laquelle l'aptitude à rendre service, la "serviceability", vue sous les angles techniques et technologiques, est garantie. La mesure dans laquelle les "règles de l'art" sont observées est une affaire de garantie de la qualité. Ceci n'est pas un problème technique mais bien un problème d'organisation.

Néanmoins, ceci ne permet pas d'éviter qu'un petit nombre de défauts prématurés puissent se produire éventuellement. Nous devons les déclarer le plus tôt possible pour les identifier et les localiser au moyen d'un système d'inspection minutieusement mis au point.

Les conditions d'utilisation que le marché exige de nos constructions en béton sont sujettes à des modifications au cours du temps. Celles-ci vont de pair avec les grands changements de la société auxquels il faut s'attendre dans l'avenir. Ces modifications des exigences du marché fluctuent au gré des changements de la société à la vitesse à laquelle se développent lesdits changements. C'est dès lors un grand défi qu'auront à relever les auteurs du projet des structures de béton de l'avenir, les "Concrete Structures for the Future", pour réaliser ces constructions de façon telle qu'elles puissent rester un enjeu économique tout le temps que durera leur longue longévité.

BIBLIOGRAPHIE

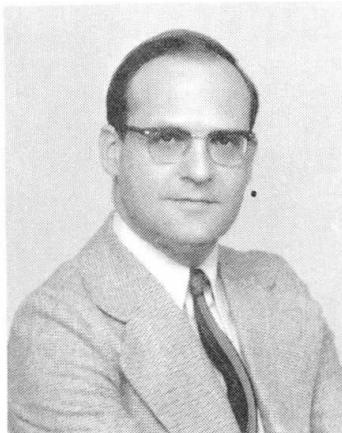
- (1) Rapport CUR 100 (en néerlandais; sommaires en français et en anglais)
Durabilité des constructions marines. Edition Betonvereniging 1982, Gouda
- (2) Rapport CUR 118 (en néerlandais; sommaire en anglais)
Inventaire de l'ampleur des dommages occasionnés, dans le domaine de la construction d'habitations, aux surfaces de béton exposées à l'atmosphère extérieure, au cours de la période 1950-1980
Edition Betonvereniging 1984, Gouda.
- (3) Les cahiers du symposium relatif à la Chaussées d'Arabie Saoudite à Bahrein par H. van Heumen, J. Bovée, H. van der Zanden, J. Bijen. Amstelveen 1985 (en anglais)
Chapitre 7: Matériaux et Durabilité (en anglais), pages 98-119.
- (4) Le béton dans l'infrastructure des Chemins de Fer néerlandais (en néerlandais) par W. de Steur Cement, Vol. 36, no. 2 de 1984, p. 111 - 117
- (5) Même le béton demande des égards (en néerlandais)
par W.R. de Sitter Cement, Vol. 35, no. 3 de 1983, p. 188 - 193.

Vérification de l'aptitude au service à l'état permanent

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit im Dauerzustand

Verification of Serviceability in the Permanent State

Renaud FAVRE
Professeur
École Polytechnique Fédérale
Lausanne, Suisse



R. Favre, né en 1934, a participé à des projets de barrages, ponts et bâtiments. Il est associé au bureau d'ing. Wolf, Kropf, Zschaber et Frey à Zurich et Lausanne. Depuis 1973, il est professeur ordinaire de structures en béton.

RÉSUMÉ

La vérification de l'aptitude au service peut souvent se réduire à l'étude du comportement à l'état permanent. Il est toutefois nécessaire de considérer la relaxation et le retrait du béton qui peuvent engendrer des redistributions importantes dans les sections, le béton se soustrayant aux efforts avec le temps. Une armature minimale pour limiter la fissuration par suite de déformations imposées est présentée.

ZUSAMMENFASSUNG

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann oft der Dauerzustand als massgebend betrachtet werden. Die Relaxation und das Schwinden des Betons müssen dabei gebührend berücksichtigt werden. Sie können nämlich grosse Umlagerungen vom Beton zum Stahl in der Aufnahme der inneren Kräfte bewirken. Eine Minimalarmierung zur Begrenzung der Rissbreiten infolge aufgezwungenen Verformungen wird vorgestellt.

SUMMARY

The verification of serviceability can often be concentrated on the behaviour of a structure in its permanent state. It is then necessary to consider the relaxation and shrinkage of concrete which can provoke important redistributions in the sections because the concrete has a tendency to weaken. A minimum amount of reinforcement is presented which limits the cracking due to imposed deformations.



1. INTRODUCTION

Il est unanimement admis aujourd'hui qu'un ouvrage de génie civil, en particulier une structure en béton armé ou précontraint, doit résister convenablement aux actions directes (charges) en supposant l'état de ruine. Cette vérification à la rupture s'effectue par majoration des charges et diminution des résistances. Les méthodes de calcul sont diverses et sont connues sous le nom de calcul à la rupture, calcul non linéaire, théorie de plasticité, etc.

Cependant, il apparaît de plus en plus comme indispensable de vérifier soigneusement un ouvrage quant à son aptitude au service. De plus en plus l'ingénieur se convainc de l'importance ou souvent même de la primauté de l'aptitude au service dans la conception et le dimensionnement d'un ouvrage.

Les critères pour vérifier l'état de service ont été beaucoup étudiés depuis une vingtaine d'années. S'il n'y a pas encore consensus à tout point de vue, on peut tout de même constater une assez bonne concordance d'opinion à bien des égards.

Ainsi il est généralement admis (du moins en théorie sinon par les actes) qu'il ne faut pas limiter au maximum les quantités des matériaux à mettre en œuvre, que les épaisseurs d'éléments en béton et leurs taux d'armature doivent être assez généreux pour garantir un bon comportement dans le temps. On sait également que la qualité du béton, en particulier celle du béton d'enrobage, joue un rôle prédominant. D'autre part, tant qu'il n'y a pas des conditions d'environnement particulièrement sévères, on sait que des fissures normales de l'ordre de 0,2 à 0,4 mm ne sont pas préjudiciables à la durabilité du béton armé et même du béton précontraint. Au voisinage des câbles, on veillera à ce que ces ouvertures ne soient pas permanentes.

Beaucoup de réflexions qui tiennent compte de l'effet psychologique sur les utilisateurs, ont abouti aux convictions suivantes :

- la fissuration du béton est souvent inévitable par suite d'actions indirectes provenant de déformations imposées (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.)
- elle doit donc être acceptée d'autant plus qu'elle n'est pas à l'origine d'une corrosion de l'armature, donc d'une diminution de la durabilité tant que les ouvertures se situent autour de 0,2 à 0,4 mm, sans vouloir entrer ici dans les détails,
- pour des raisons d'aspect et de qualité de vie ressentis par le public, il faut éviter des fissures isolées s'ouvrant largement sous l'effet des déformations imposées et il faut choisir une armature suffisante pour les répartir,
- par suite de la grande dispersion dans l'ampleur des ouvertures des fissures, de l'impossibilité de définir clairement comment, quand et où les mesurer, il faut développer des moyens de vérification de l'armature ne faisant pas intervenir explicitement leur grandeur,
- les méthodes de vérification doivent être comprises comme règles de l'art de notre profession pour assurer un bon comportement sans entrer dans le jeu impossible d'une garantie vis-à-vis d'une certaine ouverture de fissure donnée.

En ce qui concerne les déformations, il est indispensable de ne pas les passer sous silence. Pour l'image de marque des structures en béton, il faut tenir compte honnêtement de l'immense augmentation dans le temps des déformations par suite du fluage, du retrait et de l'apparition souvent lente des fissures. Signalons que les règlements japonais ordonnent d'estimer la flèche à long terme d'une dalle en béton armé en majorant la flèche élastique instantanée, calculée avec un béton non fissuré, par quinze.

Notre profession se doit de ne pas miser sur des déformations encore faibles au moment de la réception d'un ouvrage si par la suite, c'est-à-dire au bout de cinq à dix ans, elles ont atteint des valeurs discréditant les auteurs de l'ou-

vrage et par extension les structures en béton par rapport aux structures métalliques.

Pour conclure cette introduction, nous voulons indiquer le critère primordial (mais pas toujours suffisant) pour assurer une bonne aptitude au service :

"Un ouvrage sera conçu de telle sorte qu'à l'état permanent, sans les surcharges occasionnelles, les déformations et la fissuration soient modérées".

Ce critère conduira entre autre à disposer une armature minimale décrite au chap. 4.

En ce qui concerne les déformations à long terme, on adoptera souvent le critère de valeur nulle ou limitée au 1/1000e de la portée pour une structure précontrainte resp. au 1/500e ou 1/300e pour une structure non précontrainte.

2. INFLUENCE DE LA RELAXATION DU BETON

Si, pour étudier l'aptitude au service, on met l'accent conformément au critère énoncé sur l'état permanent, on doit introduire les effets différents des matériaux. L'ingénieur attribue souvent le fluage au béton et la relaxation à l'acier (de précontrainte). Or, fluage et relaxation sont des phénomènes liés de sorte qu'il y a également relaxation pour le béton et fluage pour l'acier.

Rappelons que la fonction relaxation r représente l'évolution de la contrainte $\sigma(t, t_0)$ dans le temps à partir du moment t_0 où une déformation unitaire maintenue constante ϵ_0 , a été appliquée (fig. 1).

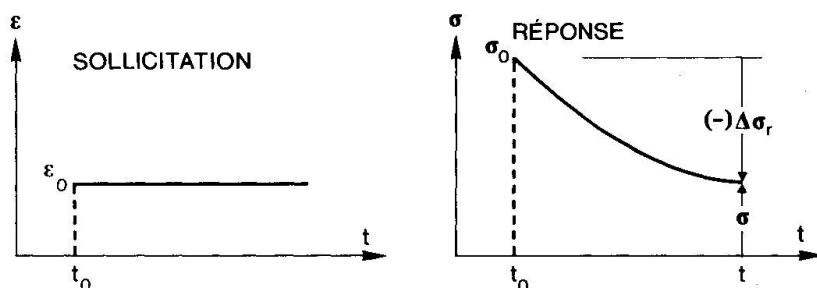
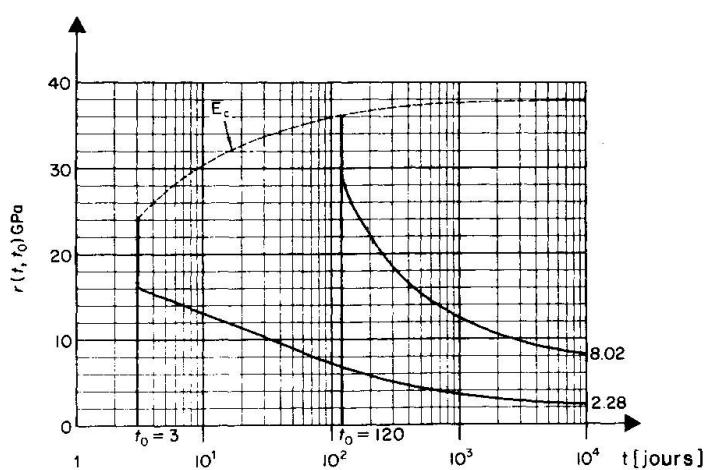


Fig. 1 Relaxation : sollicitation et réponse

$$r(t, t_0) = E_0 \cdot \left(1 + \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_0}\right) = \frac{\sigma(t, t_0)}{\epsilon_0}$$



Pour un fluage $\phi(t, t_0)$ donné, il est actuellement aisé de trouver par des méthodes numériques itératives la fonction relaxation $r(t, t_0)$ en résolvant l'équation intégrale dite de Volterra (voir p.ex. [7, 15, 17, 18]). A titre d'exemple, nous montrons à la fig. 2 pour un certain béton situé dans un environnement de 70 % d'humidité relative et épais de 40 cm, deux fonctions relaxations $r(t, t_0)$ en GPa pour $t_0 = 3$ et 120 jours.

Fig. 2 Exemple de deux fonctions relaxation pour le béton



On en déduit que ce béton, sollicité p.ex. par une déformation $\epsilon_0 = 10^{-4}$ lorsqu'il n'a que 3 jours d'âge, répondra initialement par une contrainte de 2,4 MPa. Cette contrainte se réduira avec le temps et tendra vers 0,228 MPa, donc une valeur plus de dix fois inférieure.

Prenons le cas plus complexe de relaxations successives par suite de déformations imposées plus ou moins lentement. C'est le cas de tassements plus ou moins lents que doit subir une structure. La fig. 3 montre, pour un certain béton, quelle est l'évolution dans le temps du moment de flexion $M(t)$ [voir 18]. On a supposé que la structure était en béton homogène, c'est-à-dire non fissuré et non armé. Les tassements apparaissent après décintrage à l'âge $t_0 = 10$ jours.

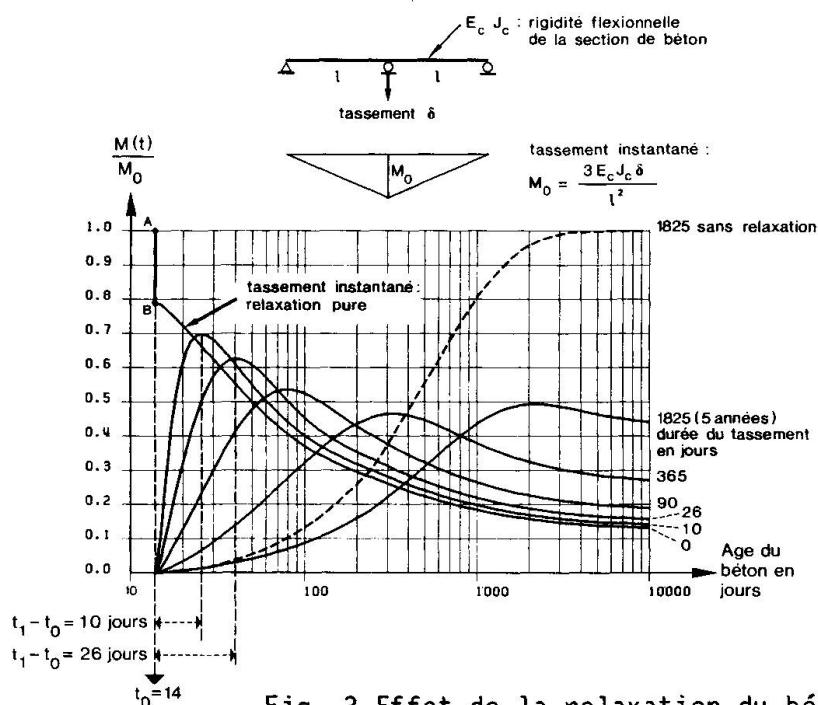


Fig. 3 Effet de la relaxation du béton lors d'un tassement d'appui

Examinons encore le cas d'un mur de soutènement qui s'échauffe après la prise du béton par suite de la chaleur d'hydratation dégagée par le ciment. Nous supposons à nouveau un béton homogène. Par suite de la perte de chaleur sur les parements, nous supposons que la température dans l'axe du mur soit toujours deux fois plus élevée que sur les parements (fig. 4). La température évolue en atteignant un maximum de 30 °C à l'axe au bout de 6 jours puis décroît avec le temps comme indiquée dans la figure.

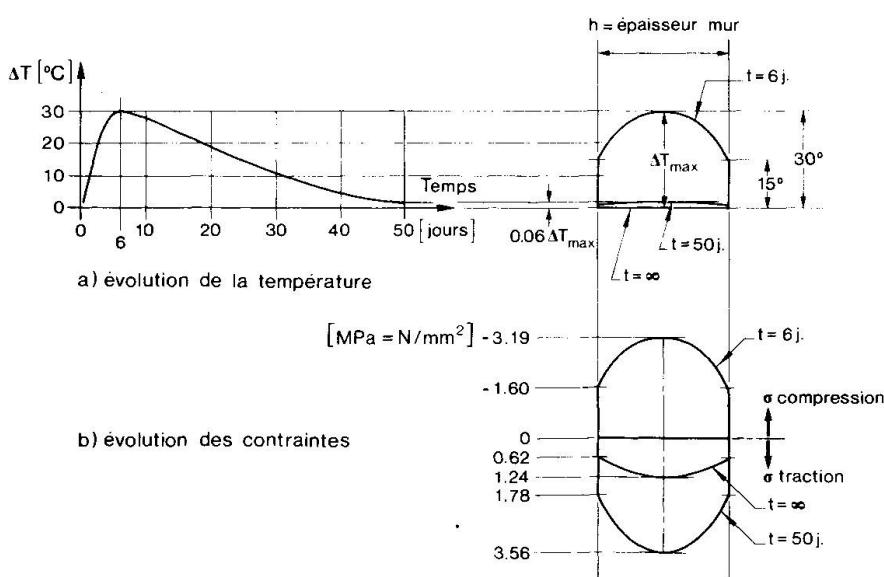


Fig. 4 Contraintes dans un mur par suite de la chaleur d'hydratation

L'exemple admet qu'il s'agit du cas fréquent où une partie de mur est éloignée d'un joint de dilatation d'une distance supérieure à sa hauteur. On peut alors, selon le principe de St. Venant, admettre que le joint n'y exerce plus d'influence et qu'une section verticale du mur ne peut pas se déplacer dans le sens longitudinal. Le calcul se fait en superposant les effets des variations de température pendant les laps de temps Δt . La condition de compatibilité des déformations doit exprimer qu'une fibre longitudinale du béton ne subit aucune variation de longueur. Ainsi pendant chaque intervalle de temps Δt , $\Delta\epsilon$ est nul.

On constate que le béton situé à l'axe du mur est comprimé à 6 jours par une contrainte $-3,19 \text{ MPa}$, tendu à 50 jours par $3,56 \text{ MPa}$ et finalement tendu à t_∞ par $1,24 \text{ MPa}$.

Il va sans dire que des fissures, du moins des microfissures seront apparues malgré la relaxation du béton. Il est intéressant de remarquer que la réserve de compression qui existe après 6 jours est tellement diminuée par la relaxation du béton jeune que la traction engendrée par la diminution de chaleur l'emporte nettement.

3. PRISE EN COMPTE DE L'ARMATURE DANS L'ANALYSE DES SECTION

Pour analyser des sections composées de béton, d'acier actifs et passifs, nous disposons des conditions d'équivalence entre N , M et σ et des conditions de compatibilité des déformations, à savoir que les sections restent planes. La prise

en compte du fluage, de la relaxation et du retrait est sans autre possible [voir p.ex. 15, 17, 18]. Nous ne voulons pas développer ici cette théorie. Disons simplement qu'elle aboutit à des calculs numériques plutôt longs qu'il faut résoudre avec l'aide de l'ordinateur. Mais il importe d'être conscient de l'énorme influence que peuvent prendre les effets différés sur l'état de contrainte à long terme et sur l'évolution des déformations. Des réserves importantes de compression dans le béton peuvent disparaître grandement avec le temps. De même les déformations peuvent évoluer bien autrement que ne le laisserait supposer des considérations simplifiées. De façon générale, la diminution des efforts repris par le béton et l'augmentation de ceux repris par l'acier représentent des redistributions très importantes à l'intérieur des sections.

Nous pensons qu'à l'avenir, l'ingénieur devra davantage tenir compte de ces phénomènes s'il veut juger convenablement de l'aptitude au service. Pour l'instant, il en est encore grandement empêché par l'absence d'outils pratiques qui sont encore à développer en utilisant l'ordinateur. Considérons à titre d'exemple le cas suivant, tiré de [18] et illustré à la fig. 5 :

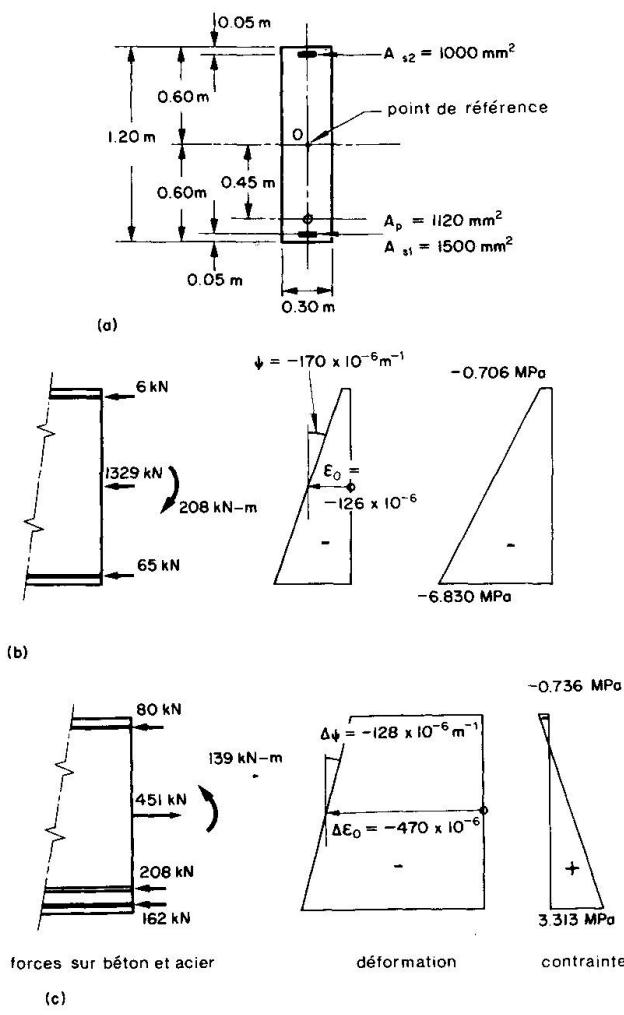


Fig. 5 Contraintes et déformations dans une section précontrainte
 a) dimensions
 b) situation au temps t_0 juste après la mise en précontrainte
 c) variations dues aux fluage, retrait et à la relaxation



Soit une section rectangulaire sollicitée au temps t_0 par un moment constant $M_g = 390 \text{ kN-m}$ et une force de précontrainte $P_0 = 1400 \text{ kN}$. Nous admettons les données suivantes : $E_c(t_0) = 30 \text{ GPa}$ et pour l'intervalle de temps t_0 à t_∞ un retrait $\epsilon_{cs} = -240 \cdot 10^{-6}$, un fluage $\phi = 3$, un coefficient de vieillissement $\chi = 0,8$ et une relaxation réduite des câbles $\Delta\sigma_r = -80 \text{ MPa} = -80 \text{ N/mm}^2$. La section des aciers de précontrainte vaut $A_{ps} = 1120 \text{ mm}^2$, celle de l'armature inférieure $A_{ns1} = 1500 \text{ mm}^2$, de l'armature supérieure $A_{ns2} = 1000 \text{ mm}^2$. Notons que l'exemple représente une situation courante avec un taux d'armature inférieure $\rho = 0,4 \%$, mais avec un moment dû à la précontrainte relativement important $|M_p| = 1400 \times 0,45 = 630 \text{ kN-m} > M_g = 390 \text{ kN-m}$.

Si on étudie les résultats représentés à la fig. 5, on constate que de l'effort normal initial $P_0 = 1400 \text{ kN}$, 1329 kN vont sur le béton au temps t_0 , le reste dans l'acier passif. Les variations de t_0 à t_∞ sont caractérisées par une diminution de l'effort normal dans le béton de 451 kN, une diminution dans la précontrainte de 208 kN (pertes d'env. 15 %) et une mise en compression de l'armature passive de 162, resp. 80 kN.

Au temps t_0 , la réserve de compression à la fibre inférieure était très importante, à savoir $-6,83 \text{ MPa} = -68,3 \text{ kg/cm}^2$, tandis qu'elle n'est plus que d'environ la moitié au temps t_∞ , ayant diminué de 3,313 MPa. Quant aux courbures ψ , elles valaient $-170 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ au temps t_0 et n'augmentent que de $-128 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ jusqu'au temps t_∞ . La courbure finale est donc bien inférieure à celle qui résulterait d'un raisonnement sommaire avec $P = \frac{P_0 + P_\infty}{2}$ et une courbure multipliée par $(1 + \phi)$.

Il va sans dire que le résultat de cet exemple eut été encore beaucoup plus frappant si on avait choisi une armature passive inférieure plus importante. Les variations par rapport aux valeurs initiales peuvent également être très élevées lorsque le moment dû à la précontrainte est très voisin de M_g . Lorsqu'on effectue des raisonnements de charges équivalentes ou balancées par la précontrainte, il faudra admettre une valeur de P prudente.

Dans le cas d'une section fissurée, tous les raisonnements restent valables pour l'analyse du comportement dans le temps pour autant qu'on admette que la section soit composée, outre les aciers actifs et passifs, d'une zone comprimée de béton restant constante dans le temps et déterminée pour le temps t_0 . En fait, cette zone augmente avec t mais cette variation peut généralement être négligée.

Si les efforts M_0 , N_0 agissant au temps t_0 subissent des variations dans le temps ΔM , ΔN , l'analyse décrite pourra en tenir compte sans problème.

Etant capable de déterminer les déformations, en particulier les courbures des sections non fissurées (stade I) et fissurées (stade II) au temps t_∞ , on est en principe à même de déterminer l'état permanent d'une structure par intégration des courbures. Ce calcul est itératif et long. Il doit également faire intervenir une loi de courbure moyenne entre les extrêmes que représentent les stades I et II. L'infomatique est là pour nous aider. Des logiciels commencent à être opérationnels et à nous permettre entre autre d'effectuer des études paramétriques pouvant grandement influencer les choix constructifs tels que la répartition de l'armature entre zones d'appui et de champs d'une poutre ou dalle continues.

4. ARMATURE MINIMALE POUR LE CONTROLE DE LA FISSURATION

Comme nous l'avons indiqué sous 1. une structure en béton, même si elle est pré-contrainte, peut se fissurer avec le temps par suite des déformations imposées. Les variations de température, le retrait, les redistributions des efforts intérieurs et des réactions d'appuis peuvent créer des contraintes de traction dans le béton qui dépassent facilement sa résistance à la traction.

Il appartient à l'ingénieur responsable d'un projet plutôt qu'à des textes de norme à délimiter les zones d'un ouvrage où selon toute vraisemblance le béton ne se fissurera pas. Cela peut être le cas dans les zones comprimées par les moments de flexion (p.ex. membrure supérieure dans le champ d'un ouvrage) ou par une précontrainte importante et multidirectionnelle. Mais il faudra être prudent dans l'appréciation de ces zones : une dalle en porte-à-faux d'un pont p.ex. risque d'être tendu dans le sens de l'axe du pont, même dans le champ et malgré la précontrainte, par suite du retrait différentiel, de variations de température par rapport au hourdis sur caisson, des étapes de construction, etc.

Dans toute les zones d'un ouvrage où la résistance à la traction risque tôt ou tard d'être dépassée, une armature dite minimale est nécessaire pour éviter la formation de fissures isolées d'ouverture incontrôlée. A moins que l'on accepte a priori de telles fissures, p.ex. dans un mur de cave d'un bâtiment où des infiltrations d'eau ne sont pas à craindre et où l'aspect est sans importance.

L'armature minimale doit remplir deux conditions :

1. Elle doit être capable de reprendre l'effort de traction qui se libère au moment de la fissuration, sans s'écouler, ceci afin d'empêcher la formation de fentes isolées.
2. Elle doit limiter l'ouverture des fissures à l'état permanent (sans charges mobiles) à des valeurs acceptables.

Cette armature minimale renchérit les ouvrages. Chacun pourra se faire une opinion si cette dépense est justifiée. Nous pensons que ce sera souvent le cas.

Néanmoins il y a bien des cas où elle peut être omise parce que son absence ne réduit pas de façon tangible l'aptitude au service. Citons à titre d'exemple la face supérieure d'une dalle de bâtiment invisible pour l'utilisateur ou la face contre terre d'un mur. Cette face n'est pas visible et elle pourra très bien vieillir grâce à l'humidité du remblai qui empêche la dessication du béton et par cela évite le retrait.

Bien des recherches ont été entreprises depuis une vingtaine d'années pour déterminer cette armature minimale (voir références dans [19]). Le CEB s'en occupe intensément. C'est en collaborant à ces travaux que J.-P. Jaccoud a effectué ses études théoriques et expérimentales. Il a en particulier fait subir en laboratoire des déformations imposées pendant plus d'une année à des tirants en béton armé [19]. Le fruit de ce travail est résumé dans le projet de norme suisse SIA 162, norme devant paraître en 1988 et qui recommande de prévoir une armature minimale définie de la façon suivante :

$$A_{s,min} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{f_{ct} \cdot A_{ct}}{f_y}$$



- $A_{s,min}$: aire de la section d'armature minimale
- A_{ct} : aire conventionnelle de la section de béton tendu (zone hachurée dans la fig. 6)
- f_{ct} : valeur nominale de la résistance à la traction du béton

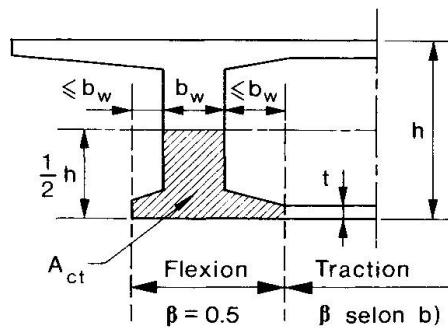
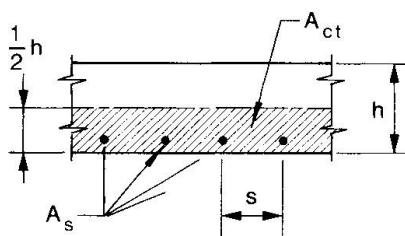
type de béton selon SIA 162	B 30/20	B 35/25	B 40/30	B 45/35
fct [N/mm ²]	2,1	2,4	2,7	3,0

- α est un facteur permettant de tenir compte de l'influence de l'espacement s des barres d'armature

s [mm]	< 100	150	200	250	300
α	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

- β est un facteur permettant de définir l'effort de traction qui se libère lors de la fissuration, compte tenu des autocontraintes et de la répartition des contraintes dans la section (fig. 6).

a) FLEXION : $\beta = 0.5$



b) TRACTION

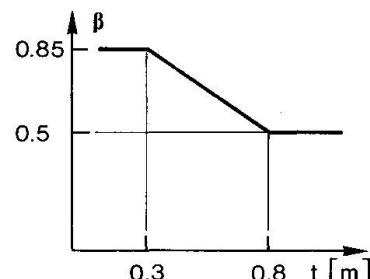
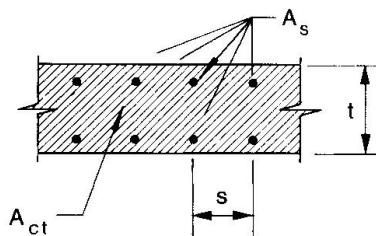


Fig. 6 Armature minimale

Définitions de A_{ct} et β a) pour la flexion (avec ou sans N)

b) pour la traction

5. CONCLUSION

L'aptitude au service est un sujet vaste et parfois controversé. Plutôt que de mettre l'accent sur l'analyse de situations rares apparaissant sous des combinaisons de charges extrêmes, nous pensons qu'il est souvent possible de se concentrer sur l'état permanent sans charges mobiles. Cette simplification suppose une réversibilité de l'état de déformation et de fissuration après disparition des sollicitations momentanées. Il est toutefois indispensable de tenir compte du comportement à long terme du béton et des redistributions des efforts à l'intérieur des sections, où par suite de la relaxation et du retrait du béton les efforts ont tendance à augmenter dans l'armature passive et à diminuer dans le béton.

Les sollicitations permanentes sont déterminantes pour les déformations à long terme. Elles le sont également pour juger de la fissuration tant au point de vue de l'aspect que de la durabilité (corrosion) d'une structure en béton.

BIBLIOGRAPHIE

1. Dischinger F. : Elatische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. *Der Bauingenieur*, 20, No 5/6, 1939.
2. Trost H. : Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 10, 11/1967.
3. Birkenmaier M. : Berechnung von Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl. Verlag Leemann, Zürich, 1969.
4. Bazant Z.P. : Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method. *Journal of the American Concrete Institute*, April 1972.
5. Birkenmaier M. : Berücksichtigung der Einflüsse Kriechen und Schwinden bei der Berechnung von Betonkonstruktionen. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH-Zürich, Bericht Nr. 62, Mai 1976.
6. Menn C. : Langzeit-Vorgänge. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Abteilung für Bauingenieurwesen, 1977.
7. Favre R., Koprna M., Radojicic A. : Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton. Editions Georgi, Saint-Saphorin, Suisse, 1980.
8. Mola F. : Metodi di analisi di strutture in C.A. e C.A.P. a comportamento elasto-viscoso lineare. Politecnico di Milano - Studi e ricerche - vol. 3, 1981.
9. Suter R. : The design of a continuous structure made up of precast units. IABSE - Proceedings P - 42, 1981.

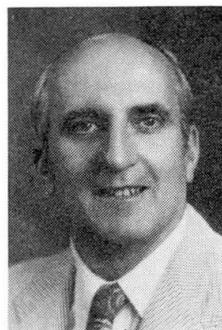


10. Dilger W.H. : Creep analysis using creep-transformed section properties. *Prestressed Concrete Institute Journal*, 27, No 1, 1982.
11. Koprna M. : Prise en compte du fluage par la méthode des forces. Conférence au Symposium : Recherche fondamentale sur le retrait et le fluage du béton, EPF Lausanne, 1982.
12. Jaccoud J.-P., Favre R. : Flèches des structures en béton armé. *Annales ITBTP* No 406, Paris, 1982.
13. Salençon J. : Viscoélasticité. *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 1983.
14. Favre R., Beeby A.W., Falkner H., Koprna M., Schiessl P., Jaccoud J.-P. : *Manuel du CEB : Fissuration et déformations*. EPF Lausanne, 1983.
15. Chiorino M.A., Napoli P., Mola F. Koprna M. : *CEB Design Manual. Structural effects of time-dependant behaviour of concrete*. Georgi Publishing Company, Saint-Saphorin, Switzerland, 1984.
16. Tellenbach A., Favre R. : Flèches à long terme des dalles en béton à l'état fissuré. *Ingénieurs et Architectes Suisse*, No 12, 1985.
17. Koprna M. : Effets différés. Fluage, retrait, relaxation. EPF Lausanne, 1986.
18. Ghali A., Favre R. : *Concrete Structures : Stresses and Deformations*. Chapman and Hall, London and New York, 1986.
19. Jaccoud J.-P. : Armature minimale pour le contrôle de la fissuration. Thèse de doctorat, EPF Lausanne, 1987.

Durability and Development of Epoxy-Coated Reinforcement

Durabilité et longueur d'ancrage de barres d'armature protégées par une couche d'époxy

Dauerhaftigkeit und Verankerungslänge von mit Epoxydharz beschichteter Bewehrung



John E. BREEN
Prof. of Civil Eng.
Univ. of Texas at Austin
Austin, TX, USA

John E. Breen earned his doctorate at the University of Texas. He chairs the ACI Building Code Committee.



James O. JIRSA
Prof. of Civil Eng.
Univ. of Texas at Austin
Austin, TX, USA

James O. Jirsa earned his doctorate at the University of Illinois. He chairs the ACI Technical Activities Committee.

CO-AUTHORS :

Ramon L. CARRASQUILLO
Assoc. Prof. of Civil Eng.

Randall W. POSTON
Former Assist. Res. Eng.

Robert A. TREECE
Former Assist. Res. Eng.

Univ. of Texas at Austin
Austin, TX, USA

SUMMARY

Epoxy-coated reinforcement is being widely used in the USA to improve the durability of bridge decks, parking garage decks, and other structural elements exposed to salt water or de-icing salts. Recent tests reported in this article indicate that the epoxy coating provides substantial corrosion protection. However, the coating reduces the development lengths of reinforcement particularly in applications where splitting is significant such as in tensile lap splices. Longer splices and development lengths must be used to develop the yield strength of the coated bars.

RÉSUMÉ

Des barres d'armature protégées par une couche d'époxy sont utilisées couramment aux États-Unis pour améliorer la durabilité des dalles de ponts, de garages et d'autres structures en béton armé exposées au sel ou à l'eau salée. De récents tests, présentés dans cet article, indiquent que la couche d'époxy fournit une protection substantielle contre la corrosion. L'époxy réduit cependant l'adhérence des barres. Dans certains cas, comme les zones de recouvrement en tension, des longueurs de recouvrement et d'ancrage plus grandes sont nécessaires pour développer la limite d'écoulement des barres.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Verwendung von mit Epoxidharz beschichteter Bewehrung für die Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Brückenfahrbahnen, Decken über Tiefgaragen und anderen Elementen, welche Salzwasser oder Salz zur Verhinderung der Frostbildung ausgesetzt sind, ist in den USA verbreitet. Neueste Versuche zeigen, dass die Beschichtung die Haftfestigkeit vermindert, insbesondere beim Ueberlappungsstoss in der Zugzone. Grössere Ueberlappungen und Verankerungslängen sind notwendig, um im Bruchzustand die Fliessgrenze in den Bewehrungsstäben zu erreichen.



1. INTRODUCTION

It has been estimated that over 500 million U.S. dollars are spent annually for repair of bridge and parking garage decks which suffer from deterioration. The major cause of damage is galvanic corrosion of reinforcing steel induced by exposure to chlorides from deicers and salt water spray. Dissolved salts seep into bridge decks primarily at crack locations and cause steel corrosion which sets up splitting forces because of the volumetric expansion. These forces eventually break the concrete apart.

There are many recommended procedures for improving the durability of such concrete decks. The use of waterproofing membranes and hardened surfaces such as with polymer concrete have sometimes proven effective. Improved concrete quality, limitations on water-cement ratios, and increased cover will greatly restrict the chloride penetration in uncracked concretes. However, when structural cracking occurs, even these improved concretes can be penetrated by chlorides which make the reinforcement susceptible to corrosion when moisture and oxygen are present.

A widely used technique in the USA for electrochemically isolating reinforcing steel is the use of epoxy coatings. Ordinary low carbon steel deformed reinforcing bars have a fusion-bonded epoxy coating applied. The ASTM Specification [1] requires the coating to have a minimum thickness of 5 mils (0.13 mm) and a maximum thickness of 12 mils (0.30 mm). Current federal requirements mandate the use of such coated reinforcement in unprotected bridge decks in aggressive environments. When the epoxy-coated reinforcement was introduced, substantial electrochemical corrosion and other durability-related research was conducted but relatively little structural member testing and evaluation was undertaken [2,3]. The usage of such coated reinforcement is growing rapidly. It is estimated that in 1986, over 250,000 tons (227,000 Mg) of such coated reinforcement was used in the USA.

This paper reports on recent tests run on relatively large structural members to assess both the durability effectiveness and the structural action of typical epoxy coated reinforcement.

2. DURABILITY STUDIES

2.1 Test Program

As part of a study on the possible application of transverse prestressing to bridge decks, a series of rectangular reinforced and prestressed concrete specimens (Fig. 1) were used to simulate components of a bridge deck. Specimens had various combinations of stressed or unstressed prestressing tendons and uncoated or epoxy-coated deformed reinforcement. Mean 28-day concrete cylinder strength was 35 MPa. Concrete clear cover over the deformed reinforcement was 50 mm or 75 mm. Water-cement ratio was 0.44 with 5 percent air content. The typical 200 mm thick bridge deck specimens were loaded to simulate the behavior of a slab over a girder in a slab-girder bridge. A 10-15 mm deep, 3.5 percent salt solution was ponded on the specimen top surface every fourteenth day. On the next day specimens were subjected to five repeated loading cycles to produce a crack of predetermined width. Top surface crack widths of 0.05 mm and 0.38 mm were used to represent both prestressed and nonprestressed service load conditions. The 0.38 mm level is slightly greater than the generally specified crack width limits for environmental exposure in the USA. The specimens were allowed to dry until the beginning of the next exposure cycle. On the ninth day five additional load cycles were applied to provide an oxygen path to the reinforcement via the cracks. The

entire exposure cycle was repeated after the fourteenth day. These cycles were repeated from eight to fourteen times which was felt adequate to judge relative corrosion damage in the vicinity of cracks. Visual observations, half-cell potential and crack measurements were made during exposure testing. After testing, a complete post-mortem was run, including chloride content determination in both cracked and uncracked zones as well as visual inspection of all reinforcement, prestressing strands and anchorages. A complete report is available in Ref. 4.

2.2 Test Results

Fig. 2 indicates that heavy corrosion was observed on a majority of the uncoated specimens. The corrosion often extended along the bar for 6 to 10 diameters. The classifications "heavy" or "very heavy" corrosion include evidence of severe pitting. Fig. 3 indicates that the epoxy-coated reinforcement showed very little evidence of corrosion. In a few cases the epoxy coating had chipped off the bar deformations at the cracks resulting in very light surface corrosion with no evidence of pitting. Fig. 4 indicates that the epoxy-coated reinforcement was extremely beneficial for crack widths of 0.38 mm. At crack widths of 0.05 mm where there was still some corrosion of uncoated reinforcement the coating was completely effective. The half-cell potential readings for the uncoated bars correctly predicted that corrosion was occurring. However, with coated bars, the half-cell potential readings frequently suggested corrosion activity, but when the post-mortem was carried out visual inspection indicated no corrosion.

3. DEVELOPMENT STUDIES

3.1 Test Program

Twenty-one beam specimens were tested to determine the bond strength of epoxy-coated bars [5]. The beams contained three bars which were spliced in the constant moment region. There was no transverse reinforcement in the splice region. The splices were intentionally designed to fail before the steel yielded. Nominal coating thicknesses were 0.5 and 12 mils (0.13 and 0.30 mm). The specimens were cast and tested in nine series with only the coating thickness varied in any series. The variables between series include:

- Bar size - 19 mm (#6) and 36 mm (#11)
- Concrete strength - 30, 55, and 80 Mpa
- Casting position - bottom and top cast (more than 300 mm of concrete cast below the bar)

The cover over the 19 mm bars was 20 mm and 50 mm over the 36 mm bars. The spacing between bars was 100 mm with a 50 mm side cover.

3.2 Test Results

Epoxy-coated bars developed approximately 65 percent of the bond of uncoated bars. Based on specimens with an average coating thickness greater than 5 mils, the mean bond ratio between coated and uncoated bars was 0.65 with a standard deviation of 0.06. The reduction in comparison with theoretical bond strength [6] was nearly identical to the measured results. The mean ratio of measured bond strength to theoretical bond strength (bond efficiency) for the uncoated bar specimens was 0.996 with a standard deviation of 0.13. The mean bond efficiency of the coated bar specimens was 0.58 with a standard deviation of 0.065. The bond efficiency of the coated and uncoated bars is shown in Fig. 5.



A distinguishing feature of the coated-bar failures is the total lack of adhesion between the bar surface and the concrete. Fig. 6 shows the surfaces after failure for coated and uncoated bars. Note the shiny surface of the concrete and coated bar. The thickness of the coating did not influence the strength. In any case, coating thicknesses are not uniform. Fig. 7 shows a histogram of measured coating thickness. While the average is near the specified thickness, there was considerable variation.

The results indicate virtually no difference in bond between the top- and bottom-cast conditions; however, low slump concrete was used in casting the specimens. It is likely that there is some reduction in bond strength in the top cast position, but the effect is probably not as great as for uncoated bars.

These tests indicate that development or splice length must be increased when using epoxy-coated reinforcing bars. The increase is dependent on the type of bond failure likely to occur. All tests in the current study resulted in a splitting failure. Previous studies on epoxy-coated bars showed that reduction in bond is much less for a pullout failure. In a previous study [2] using stub-beam specimens, epoxy-coated bars developed about 85 percent of the bond of uncoated bars. However, splitting was restrained by uncoated transverse reinforcement. Comparisons of critical bond strengths in pullout tests [3] showed that epoxy-coated bars developed 94 percent of the bond of uncoated bars. In both studies, only specimens failing in bond before the bars yielded were considered. A 15 percent increase in the development length of epoxy-coated bars was recommended. Tests at the University of Texas indicate the increase in development length needed for a case where splitting failure may occur is greater than 15 percent. Using the measured average bond ratio (0.65), the development length should be increased by a factor of about 1.5 for epoxy-coated bars where a splitting mode of failure is likely.

4. CONCLUSIONS

Based on the limited test series reported herein, it was concluded:

- (1) The epoxy-coated reinforcement greatly reduces the incidence and extent of corrosion in cracked structural members.
- (2) The repeated loading of epoxy-coated reinforcement in concrete specimens can result in minor chipping and flaking of the epoxy coating on the deformations. This can provide a path for minor corrosion.
- (3) The development length of coated bars needs to be increased about 50 percent in cases where a splitting failure may occur.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors gratefully acknowledge the support of the Texas Department of Highways and Public Transportation for the durability studies and of the Reinforced Concrete Research Council and Concrete Reinforcing Steel Institute for the development studies.

REFERENCES

1. American Society for Testing Materials, ASTM Specification A775, Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars, Philadelphia, PA, 1984.
2. JOHNSTON, D. and ZIA, P., "Bond Characteristics of Epoxy Coated Reinforcing Bars," Dept. of Civil Eng., North Carolina State Univ., Report No. FHWA/NC/82-002, Aug. 1982.
3. MATHEY, R.G. and CLIFTON, J.R., "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," J. of the Stl. Div., ASCE, Jan. 1976.
4. POSTON, R.W., CARRASQUILLO, R.L. and BREEN, J.E., "Durability of Prestressed Bridge Decks," Center for Transportation Research, Report No. 316-1, The Univ. Texas at Austin, July 1985. (Available through National Technical Information Service, Springfield, VA, 22161.)
5. TREECE, R.A., "Bond Strength of Epoxy Coated Reinforcing Bars," M.S. thesis, Dept. of Civil Eng., The Univ. of Texas at Austin, May 1987.
6. ORANGUN, C.O., JIRSA, J.O. and BREEN, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI Journal, Mar. 1977.

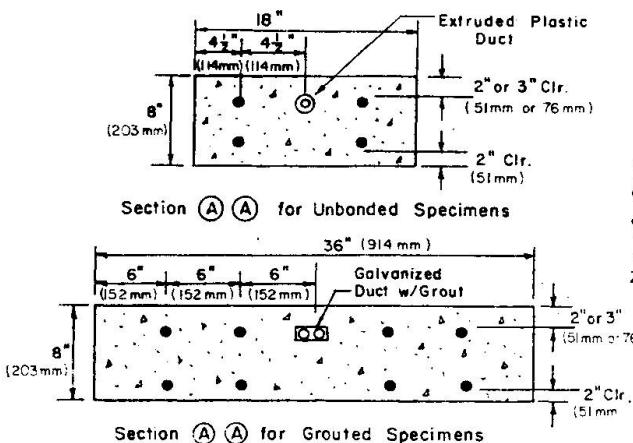
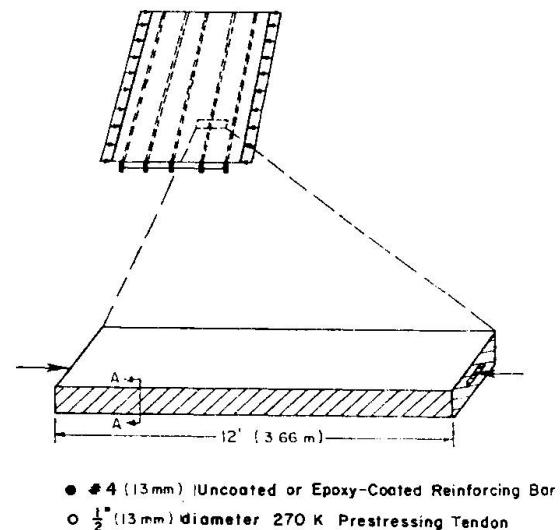


Fig. 1 Durability specimen details

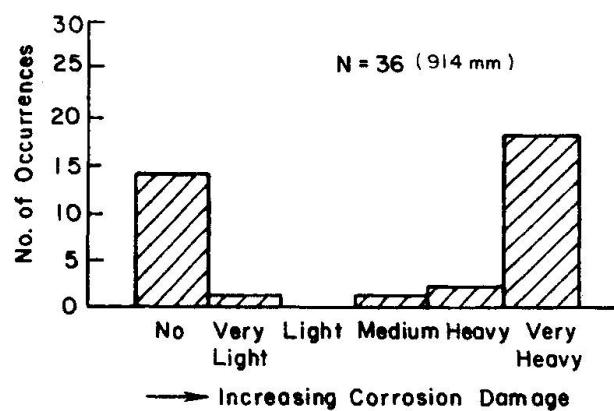


Fig. 2 Histogram of corrosion of uncoated reinforcement

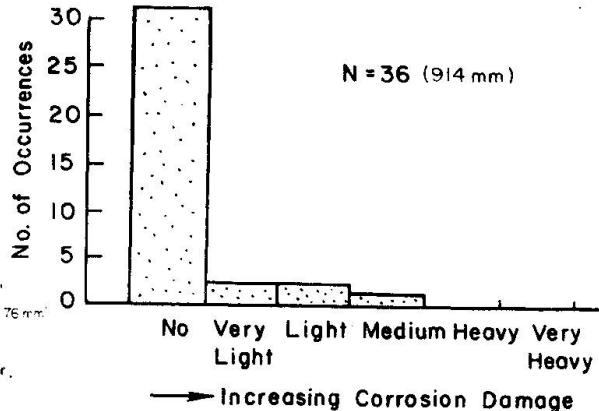


Fig. 3 Histogram of corrosion of epoxy-coated reinforcement

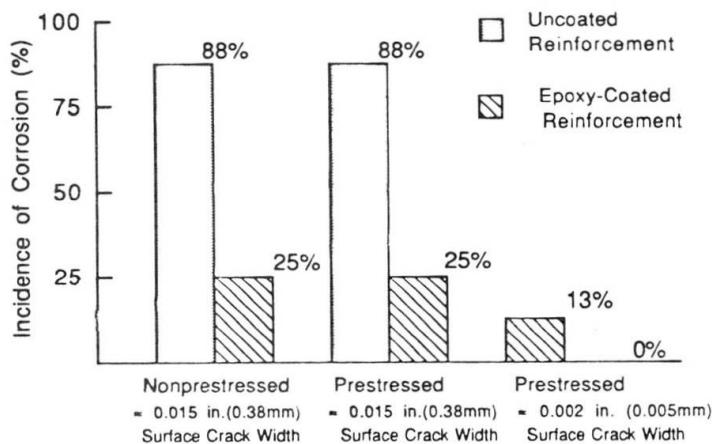
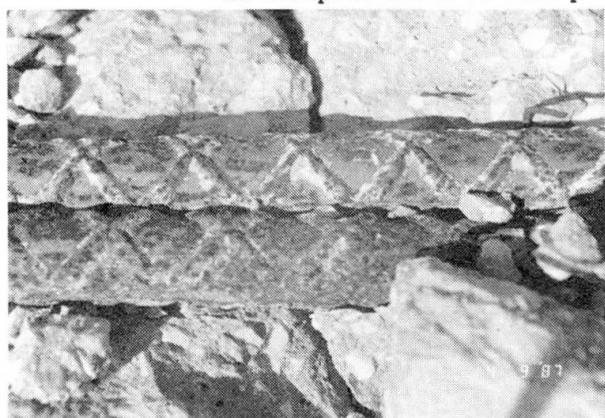


Fig. 4 Comparison of incidence of corrosion of reinforcement in nonprestressed and prestressed specimens



(a) Uncoated bars



(b) Epoxy-coated bars

Fig. 6 Visual appearance of bar and concrete surfaces after test

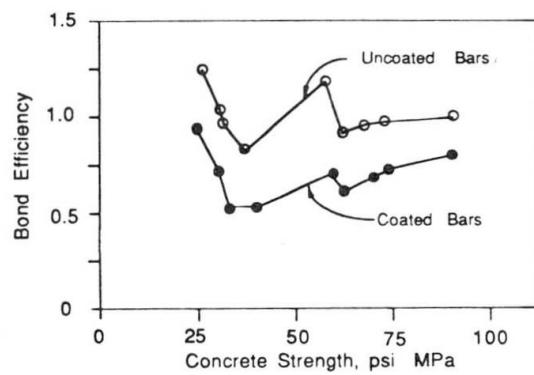


Fig. 5 Bond efficiency vs concrete strength

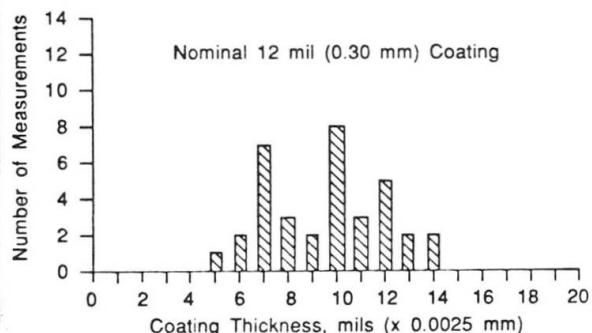


Fig. 7 Variation in coating thickness 36 mm bars

Comportement des ponts à voussoirs précontraints pendant 25 ans

Verhalten von Brücken aus vorgespannten Segmenten während 25 Jahren

Performance of Concrete Segmental Bridges over 25 Years



Jacques MULLER
Campenon Bernard BTP
Clichy, France



Jean MULLER
Figg and Muller Eng.
Paris La Défense, France



Hubert BAUR
Campenon Bernard BTP
Clichy, France



Yves GAUTHIER
Figg and Muller Eng.
Paris La Défense, France

RÉSUMÉ

L'étude concerne le comportement de 90 ponts à voussoirs précontraints, soit exécutés par Campenon Bernard depuis 25 ans, soit étudiés par Figg & Muller depuis 1977 aux États-Unis. Les coûts d'entretien et de renforcements éventuels pour rendre certains ouvrages conformes aux normes actuelles de calcul représentent environ 2 % du montant des travaux de construction.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag behandelt 90 vorgespannte Brücken in Segmentbauweise, welche in den letzten 25 Jahren von Campenon Bernard erstellt oder seit 1977 von Figg & Muller in den Vereinigten Staaten entworfen worden sind. Die Instandhaltungs – bzw. Verstärkungskosten belaufen sich auf 2 % der Baukosten.

SUMMARY

The behaviour of 90 concrete segmental bridges either built by Entreprises Campenon Bernard for the last 25 years or designed by Figg and Muller since 1977 in the USA is reported insofar as maintenance and possible strengthening of certain structures are concerned. Corresponding costs are 2 % of the initial construction costs.



Cette communication couvre les ouvrages exécutés par les entreprises CAMPENON BERNARD principalement en France et les ouvrages projetés par FIGG and MULLER ENGINEERS aux Etats-Unis.

1ERE PARTIE : PONTS A VOUSOIRS EXECUTÉS PAR CAMPENON BERNARD

Les ouvrages en béton précontraint exécutés par CAMPENON BERNARD au cours des 25 années considérées étant de dimensions très variées, nous avons réparti l'ensemble, d'une part, suivant le mode de construction (préfabriqués ou coulés en place), d'autre part, suivant leur importance et leur destination (grands ouvrages routiers, petits ouvrages autoroutiers, ouvrages ferroviaires). Tous les petits ouvrages autoroutiers répertoriés sont implantés sur le réseau AREA en région Rhône-Alpes (autoroutes A41, A43 et A48)

	PREFABRIQUÉS		COULES EN PLACE		TOTALS	
	Nbre	Surface (m ²)	Nbre	Surface (m ²)	Nbre	Surface (m ²)
Grands ouvrages routiers ou autoroutiers	37	389.600	34	178.700	71	568.300
Petits ouvrages autoroutiers	115	51.200	0	0	115	51.200
Ouvrages ferroviaires (RATP)	2	24.500	1	6.800	3	31.300
TOTALS	154	465.300	35	185.500	189	650.800

Table 1 - Répartition des ouvrages par types et par mode de construction

Les ouvrages préfabriqués ont été mis en place, soit à la poutre de lancement, soit à la grue (fluviale ou terrestre), soit à l'avancement avec potence et haubanage.

Les ouvrages coulés en place ont été exécutés sur équipages mobiles (éventuellement avec préfabrication des âmes).

Les ponts poussés n'ont pas été inclus dans les listes précédentes.

Les travaux de construction ont été répartis très inégalement au cours de la période de 25 ans étudiée. Pour chaque période de 5 ans, le tableau suivant fournit la surface des tabliers exécutés soit avec préfabrication, soit avec coulage en place.

PERIODE DE CONSTRUCTION	TABLIER PREFABRIQUÉS (m ²)	TABLIER COULES EN PLACE (m ²)	TOTALS (m ²)
1962 - 66	67.500	20.800	88.300
1967 - 71	145.500	27.500	173.000
1972 - 76	180.500	119.100	299.600
1977 - 81	45.900	16.300	62.200
1982 - 86	25.900	1.800	27.700
TOTALS	465.300	185.500	650.800

Table 2 - Répartition des surfaces de tabliers exécutés par périodes de 5 ans.

Les prix des ouvrages, répartis également par période de 5 ans, sont donnés ci-après. A partir des prix établis lors de la construction de chaque ouvrage, les valeurs ont été actualisées à fin 1986 par majoration dans le rapport des indices publiés mensuellement par le "Moniteur BTP" (TP 340 puis TP 02).

PERIODE DE CONSTRUCTION	TABLIERS PREFABRIQUES (MF)	TABLIERS COULES EN PLACE (MF)	TOTAUX (MF)
1962 - 66	726	213	939
1967 - 71	1.376	158	1.534
1972 - 76	1.104	1.116	2.220
1977 - 81	237	161	398
1982 - 86	147	7	154
TOTAUX	3.590	1.655	5.245

Table 3 - Répartition des prix de construction (HT) des ouvrages par périodes de 5 ans (exprimés en millions de francs 1986)

Sur l'ensemble du parc recensé (189 ouvrages), seuls 15 tabliers ont dû être renforcés, soit pratiquement 8 pour 100. Il s'agit uniquement de grands ouvrages routiers ou autoroutiers qui avaient été calculés et construits antérieurement à la parution de la Circulaire du 2 avril 1975 imposant la prise en compte des efforts dus au gradient thermique et aux déformations différées. Une précontrainte additionnelle a été mise en oeuvre dans la plupart de ces 15 ouvrages pour les rendre conformes aux nouvelles normes de calcul. Il faut signaler en outre le cas d'un ouvrage où des fissurations se sont produites dans les âmes sous l'effet de contraintes de cisaillement élevées. Le montant des travaux de réparation et le pourcentage par rapport au montant des travaux de construction (tous évalués en millions de francs 1986) sont donnés ci-dessous pour chaque tranche de cinq années.

PERIODE DE CONSTRUCTION	PREFABRIQUES		COULES EN PLACE		ENSEMBLE	
	MONTANT REPARA-TIONS MF	RAPPORT (%)	MONTANT REPARA-TIONS MF	RAPPORT (%)	MONTANT REPARA-TIONS MF	RAPPORT (%)
1962-66	3,3	0,5	5,4	2,5	8,7	0,9
1967-71	29,2	2,1	14,4	9,1	43,6	2,8
1972-76	1,5	0,1	34,2	3,1	35,7	1,6
1977-86	0	0	0	0	0	0
1982-86	0	0	0	0	0	0
TOTAUX	34,0	1,0	54,0	3,3	88,0	1,7

Table 4 - Montant des travaux de réparation et pourcentage Travaux de réparation/Travaux de construction.

En conclusion, la supériorité des ouvrages préfabriqués sur les ouvrages coulés en place est évidente : les frais de réparation sont trois fois moins élevés pour les premiers.

En ce qui concerne les travaux d'entretien courant (changement de joints de chaussée ou d'appareils d'appui), des statistiques ont été faites sur plus de 200 ouvrages pendant une période de 10 ans. Le cumul de ces frais d'entretien



extrapolé sur une durée de 50 ans correspond à un montant d'environ 0,7 % du prix de la construction des ouvrages, qui devrait être ajouté aux pourcentages figurant à la table 4.

2EME PARTIE - PONTS A VOUSOIRS PROJETES PAR FIGG & MULLER

Comme pour les ponts exécutés en France, les ponts sont répartis suivant leur mode de construction et leur destination.

<u>Nom de l'ouvrage</u>	<u>Etat</u>	<u>Date de la construction</u>	<u>Portée Maximale</u> m	<u>Surface de Tablier</u> m ²	<u>Prix de construc-</u> tion Millions \$
-------------------------	-------------	--------------------------------	-----------------------------	---	---

a/ Ouvrages routiers coulés en place

Houston Ship Channel	Texas	1980-1982	229	8360	20
Gastineau Bridge	Alaska	1980-1982	192	5260	15
Red River	Louisiane	1981-1983	113	7140	9
Lake Washington	Washington	1985-1987	81	25000	26
		Total a		45760	70

b/ Ouvrages routiers préfabriqués

Long Key	Floride	1979-1980	36	43300	15
Seven Mile	Floride	1979-1981	41	128000	45
Channel Five	Floride	1980-1981	41	16320	7
Niles Channel	Floride	1981-1982	36	17600	6
Wiscasset	Maine	1981-1982	37	11260	8
Dauphin Island	Alabama	1981-1982	120	15300	13
Linn Cove	Caroline du Nord	1980-1983	55	4350	8
Glenwood Canyon	Colorado	1984-1985	45	7000	6
Sunshine Skyway	Floride	1983-1986	365	68500	115
I110/Biloxi	Mississippi	1985-(x)	42	57100	40
Escatawpa River	Mississippi	1985-(x)	91	22610	12
San Antonio Y	Texas	1985-(x)	33	120300	65
Wando River	Caroline du Sud	1985-(x)	120	68850	32
Albemarle Sound	Caroline du Nord	1985-(x)	68	58200	23
James River	Virginie	1985-(x)	192	50200	35
Neches River	Texas	1985-(x)	195	49110	23
		Total b		738.000	453

c/ Ouvrages ferroviaires préfabriqués

MARTA (Atlanta)	Géorgie	1983-1984	42	20000	10
Escambia Bay	Floride	1985-(x)	52	22700	16
		Total c		42700	26

d/ Ensemble des ouvrages exécutés ou en construction (a+b+c) 826460 549 M\$

Remarque : Les 8 ouvrages signalés (x) sont en cours de construction.

Pour les premiers ouvrages en service, notamment ceux de Floride (dont le prix de construction est d'environ 100 millions de dollars), les seules dépenses d'entretien ont porté sur des changements de joints de chaussée et d'appareils d'appui pour un montant total d'environ \$ 1 M, soit 1 % du montant des travaux de construction.

3EME PARTIE - CONCLUSION

Le comportement de tous les ponts à voussoirs étudiés dans les deux parties de la présente contribution, a été très satisfaisant, particulièrement pour les ouvrages préfabriqués. Depuis la mise en application de la réglementation de 1975 concernant les effets du gradient thermique et des déformations différées, les dépenses pour travaux de réparation devraient pratiquement s'annuler, les seuls travaux prévisibles étant relatifs aux changements d'appareils d'appui et de joints de chaussée.

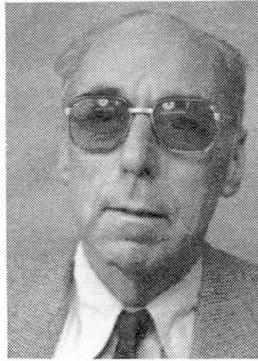
Leere Seite
Blank page
Page vide

Control of Crack Width under Imposed Deformations

Contrôle de l'ouverture des fissures sous déformation imposée

Risskontrolle bei aufgezwungenen Verformungen

A.S.G. BRUGGELING
Prof. Dr.
Consulting Engineer
Nootdorp, The Netherlands



A.S.G. Bruggeling, born 1923, obtained his degree in Civil Engineering from the Delft University of Technology in 1947. Among other functions, he was Director of a firm producing precast prestressed concrete and headed a firm of consulting engineers. From 1969 to 1986 he was Professor of Concrete Construction at Delft. He received two honorary doctorates, from the Technological University of Stuttgart and from the University of Leuven (Louvain) respectively.

SUMMARY

An engineering model for the calculation of crack width under imposed deformations is presented in this paper. The influence that several of the parameters used in the calculation have upon crack width is discussed, and it is explained how the model can be used to control crack width under given conditions. Its application is illustrated with the aid of an example.

RÉSUMÉ

Un modèle pour le calcul de l'ouverture des fissures est proposé quand la construction en béton est soumise aux déformations imposées. L'influence de quelques paramètres est discutée. Le contrôle de l'ouverture des fissures est donné. La contribution est illustrée par un exemple de calcul.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird ein Modell für die Berechnung der Rissbreite in Betonbauteilen, welche durch eine vorgegebene Verformung beansprucht sind, vorgestellt. Der Einfluss verschiedener Parameter auf die Rissbreite wird diskutiert. Es wird dargestellt, wie das Modell unter gegebenen Bedingungen zur Beschränkung der Rissbreite verwendet werden kann. Die Anwendung wird anhand eines Beispieles illustriert.



1. INTRODUCTION

Sufficient durability of concrete structures can be obtained by means of various measures such as:

- sound design of the structure, in such a way that the exposure of the surface of the structure to an aggressive environment is limited or avoided;
- careful execution of the concrete with respect to the design of the mix, the quality of the formwork, the cover to the reinforcement and the curing applied;
- good detailing of the reinforcement in order to control crack width.

This paper deals with the problem of how to control crack width efficiently, especially, in the case of imposed deformations. The approach to this problem is, however, based on compliance with the conditions of sound design and a careful execution.

2. IMPOSED DEFORMATIONS

2.1 The effect of imposed deformations on concrete structures

In many cases concrete structures, or parts of them, are subjected to the effect of imposed deformations which cannot take place because the structure is not free to deform. Due to this restraint, compressive or tensile stresses will be generated in the structure.

2.1.1 Compressive stresses

If compressive stresses are generated in the concrete structure, time-dependent effects (creep) will also take place. In many cases imposed deformations are variable with time. This means that during a certain time interval they will increase, resulting in larger compressive stresses, which are subsequently reduced by creep effects. After some time the imposed deformation will decrease. If a concrete structure is regularly subjected to this type of imposed deformations, there will be a tendency for the compressive stresses to decrease in magnitude and, after they have faded away, the above-mentioned effects will result in tensile stresses.

2.1.2 Tensile stresses

Prevention of shortening of structural elements subjected to imposed deformations will result in tensile stresses in the concrete. Especially in the case where a concrete structure is subjected to cyclic imposed deformations the tensile strength of the concrete will be reduced. Therefore cracks are very likely to be initiated. Control of the phenomenon of cracking in concrete structures is important in view of their durability. The aim of this paper is to introduce a simple engineering model for the control of crack width by the designer.

2.2 The nature of imposed deformations

Imposed deformations are caused by several factors. The most important causes are:

- changes of temperature, daily or seasonal factors;
- shrinkage of concrete;
- settlements of foundations.

In this respect the temperature effects, combined with shrinkage of concrete, are of primary importance because they may change rapidly, sometimes several times a day. In considering the behaviour of concrete structures under cyclic temperature effects, it has to be realised that also the magnitude of the temperature influx into the structure may vary considerably and that this magnitude is not very well known. It depends of the duration of this heat influx, the angle under which sun's rays strike the surface of the concrete, the effect of the wind, the effect of clouds and also the effect of the moisture content in the concrete "skin". As opposed to the magnitude of the loads acting on our

structures, which can be estimated very well, the action associated with these effects cannot be estimated accurately enough for assessing its influence on the structure. This means that our concrete structures have to be detailed in such a way that they are not very sensitive to the effects of a major difference in the magnitude of imposed deformations.

3. THE BEHAVIOUR OF A FIXED REINFORCED CONCRETE TENSION MEMBER

3.1 The relationship between an imposed shortening and a generated force

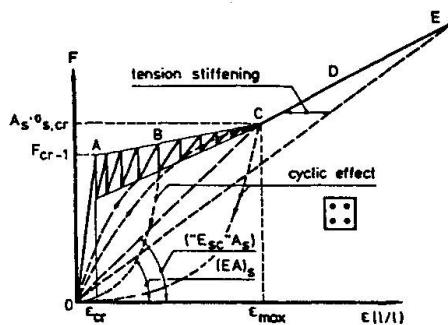


Fig. 1 The relationship between tensile force and imposed shortening of a reinforced concrete tension member

The behaviour of a reinforced concrete tension member is shown in Fig. 1. The following parts of the relationship between deformation and force can be considered:

- OA The tension member is un-cracked. This is only of importance for the first loading.
- ABC In this part an increase in the imposed shortening results in the initiation of new cracks and a slightly increased tensile force.

- It means that under these conditions the structure is less sensitive to the effect of considerable differences in the magnitude of the imposed deformations. The first crack will be initiated in the weakest part (in terms of tensile strength) of the tension member, the second crack in the next weakest part, etc. With increasing imposed shortening the crack pattern will become "denser" with a certain overlap of influence zones of several cracks.
- C If the imposed deformation has the magnitude ϵ_{max} , then the crack pattern is fully developed.
 - CDE In this part an increase of the imposed shortening results in the widening of already existing cracks and not in the initiation of new cracks. Initiation of new cracks is in this part only exceptional. The tensile force F increases considerably in magnitude with increasing imposed deformations. It means that in this part the crack width is sensitive to differences in the magnitude of the imposed deformations.
 - OE This line represents the force-elongation relationship of the reinforcement, uninfluenced by the surrounding concrete.

3.2 Crack width

3.2.1 Gradually increasing imposed deformation

If the imposed shortening is increasing gradually it can be shown that the mean value of the crack width can be determined analytically from the engineering model which will be explained here [1]. The following factors are of importance in the model:

- As a first assumption is assumed that no transverse reinforcement is present in the concrete cover.
- The concrete cover is at least twice the bar diameter.
- The bond-slip relationship of the high-bond reinforcement is written in the form $\tau_{cs} = C \cdot \delta^N$. In this formula C is related to the concrete strength, the shape of the ribs, N is related to the bond behaviour and therefore to the development of stresses along the transmission length.
- The ultimate tensile stress in the concrete σ_{cr} at the initiation of the first crack. Due to equilibrium of forces over the length of the tension member there exists a simple relationship between the tensile stress $\sigma_{s,cr}$ in the



reinforcement in a crack and the tensile stress in the concrete just before the initiation of the next crack:

$$\sigma_{s,cr} = \sigma_{cr} \left(n + \frac{1}{\rho} \right) \quad (1)$$

- The "Goto effect" is taken into account with a correction factor in the calculation of the maximum crack width.

The engineering model cannot be explained within the scope of this paper. Therefore only the result of the analytical solution will be given here.

$$\text{Crack width: } w_{\text{mean}} = 2 \left\{ \frac{1}{1+N} \cdot \frac{\phi_k}{4} \cdot \frac{1}{C.E} \cdot \frac{\sigma_{s,cr}^2}{1+n.\rho} \right\} \frac{1}{1+N} \quad (2)$$

Length of the transmission zone on one side of a crack:

$$l_{st} = \frac{w_{\text{mean}} \cdot E_s}{(1-N) \cdot \sigma_{s,cr}} \quad (3)$$

Investigations have shown that, due to dispersion, the maximum crack width can be calculated by multiplying the mean value by a factor 1.5. The "Goto effect" is also taken into account in this value. Therefore we can write:

$$w_{cr-0.95} = 1.5 w_{\text{mean}} \quad (4)$$

The same investigations have shown that the mean value of the distance between two cracks can be calculated from:

$$\Delta l = 1.5 l_{st} \quad (5)$$

3.2.2 Cyclic imposed shortening

Experiments have shown that cyclic effects can increase the crack width considerably. In the case of a not fully developed crack pattern (Fig. 1: AB < C) the magnification factor is 1.1, 1.2 and 1.5 for cyclic stress levels of 215, 260 and 325 N/mm² respectively. This shows that for stress levels higher than 200 N/mm² this factor becomes important. In certain cases one crack can widen considerably in relation to adjoining cracks. In the case of a fully developed dense crack pattern (Fig. 1 CDE) the influence of cyclic effects is limited. In this case the most unfavourable assumption in the calculation of the maximum crack width is to neglect the tension stiffening of the concrete and to assume unrestrained shrinkage between two cracks. In this case the maximum crack width can be calculated by assuming a maximum crack spacing of 2 l_{st}. Therefore we can calculate the maximum crack width in this case from:

$$w_{cr-0.95} = 2 l_{st} \left(\frac{\sigma_s}{E_s} + \varepsilon_{cs,\infty} \right) \quad (6)$$

3.2.3 Sustained shortening

Sustained shortening will result in a decrease of the tensile strength of the concrete and, if the crack pattern is not fully developed, in the initiation of new cracks and/or widening of already existing cracks. It is therefore recommended to assume in this case the same magnification of the crack width as under cyclic effects.

3.3 Maximum elongation

With the assumption of a mean value of the crack spacing of 1.5 l_{st} the magnitude of the maximum elongation can be calculated from the formula:

$$\varepsilon_{\text{max}} = \frac{\sigma_{s,cr}}{E_{sc}} \quad \text{with } E_{sc} = \frac{E_s (1+n.\rho)}{0.67(1-N) + n.\rho} \quad (7)$$

A "E_{sc}" can be conceived as the deformation modulus of the tension member associated with the inclination of the line OC in Fig. 1. In the general case of high-bond bars, with N = 0.18, the magnitude of "E_{sc}" can be assumed to be:

$$1.7 E_s \quad (\text{line OC}) \quad (7a)$$

3.4 The magnitude of the tensile force F

The magnitude of the tensile force F depends on the tensile strength of the concrete. In the model used by the author [1] the following values of the tensile stress σ_{cr-1} , at the initiation of the first crack, are used:

- slowly imposed deformations : $\sigma_{cr-1} = 0.62 f_{ctm}$ (settlement, shrinkage)
- sustained load : $\sigma_{cr-1} = 0.5 f_{ctm}$
- rapidly imposed deformations: $\sigma_{cr-1} = 0.75 f_{ctm}$ (solar radiation).

In this case f_{ctm} is the mean value of the concrete tensile strength:

$$f_{ctm} = 1.25(1 + 0.05 f_{cc}) \quad (8)$$

With these values the force F at initiation of the first crack can be calculated from the formula:

$$F_{cr-1} = A_c \cdot \sigma_{cr-1} + A_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot E_s \quad (\text{see Fig. 1}) \quad (9)$$

ϵ_{cu} is the ultimate strain of the concrete ($\sim 120 \times 10^{-6}$).

In general the magnitude of $E_s \cdot \epsilon_{cu}$ can be taken as 25 N/mm^2 .

3.5 The relationship between the force F and the elongation ϵ

The values of the force and the elongation can now be quantified, and the diagram can be drawn.

	F	ϵ
O	0	0
A	$A_c \cdot \sigma_{cr-1} + 25 A_s$	120×10^{-6}
C	$1.2(A_c \cdot \sigma_{cr-1} + 25 A_s)$	$\sigma_{cr-1} / 1.7 E_s$
E	$A_s \cdot f_{sy}$	f_{sy} / E_s

Note: In this model it is assumed that there is no tension stiffening effect when yielding of the reinforcement occurs.

3.6 Detailing of the reinforcement

- Bar spacing:

To control crack width efficiently, it is necessary for the bar spacing to be related to the crack spacing in a fully developed crack pattern. If the bar spacing is too large, the influence of bars crossing a crack on the limitation of the crack width is slight. Therefore a bar spacing equal to the mean crack spacing, but with a maximum of 200 to 250 mm, can be adopted.

- Transverse reinforcement:

If transverse reinforcement is present in the concrete cover to the crack-controlling main bars, it will mostly initiate cracks at its own bars. It means that these cracks follow this reinforcement, which therefore is exposed over a certain length to the environment and its possibly detrimental effects.

Therefore it is recommended that the crack-controlling reinforcement should be placed a little deeper within the concrete, so as to be just clear of the actual depth of cover, if possible.

4. EXAMPLE OF THE DETAILING OF THE REINFORCEMENT IN A CANTILEVERING BALCONY SLAB

Balcony slab $\Delta T = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\epsilon = 300 \times 10^{-6}$).

Concrete grade B 20; $f_{ccm} = 24 \text{ N/mm}^2$; $E = 26000 \text{ N/mm}^2$; $f_{ctm} = 2.5 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr-1} = 0.62 \times 2.5 = 1.6 \text{ N/mm}^2$; $n = 7.9$.

Reinforcement (longitudinally) 32 ϕ_k 10 FeB 400; $\rho = 0.01$; $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
bond behaviour: $N = 0.18$; $C = 0.38 f_{ccm} = 9.1 \text{ N/mm}^2$.

Control of maximum crack width.

Formula 1 : After first crack $\sigma_{s,cr} = 1.6(7.9 + 100) = 173 \text{ N/mm}^2$.

Formula 2 : Fully developed crack pattern $\sigma_{s,cr} = 1.2 \times 173 = 207 \text{ N/mm}^2$

$$w_{mean} = 2 \left\{ \frac{1}{118} \times \frac{10}{4} \times \frac{1}{9.1 \times 205000} \times \frac{207^2}{1.08} \right\}^{1/2} = 0.14 \text{ mm.}$$



Formula 3 : $l_{st} = \frac{0.14 \times 205000}{0.82 \times 207} = 169 \text{ mm.}$

Formula 5 : $\Delta l = 1.5 \times 169 \text{ mm} = 254 \text{ mm}$ (mean crack distance).

Formula 4 : $w_{cr-0.95} = 1.5 \times 0.14 = 0.21$ (static loading).

Formula 7/7a: $\epsilon_{max} = \frac{207}{1.7 \times 205000} = 594 \times 10^{-6}$.

In this case is assumed an imposed deformation of 300×10^{-6} , therefore the crack pattern will not be fully developed.

Cyclic effect of solar radiation, not fully developed crack pattern and cyclic stress level 207 N/mm^2 .

Therefore magnification factor is $1.1 \cdot w_{cr-0.95} = 1.1 \times 0.21 = 0.23 \text{ mm.}$

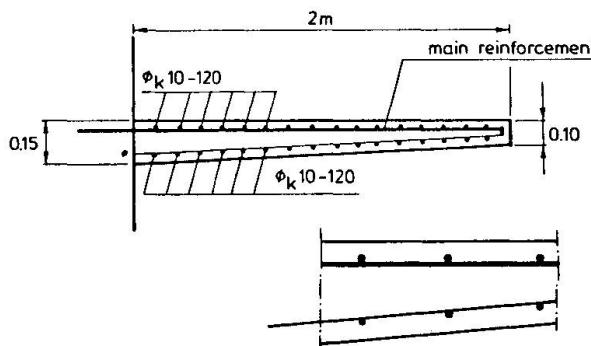


Fig. 2 Reinforcement of the balcony slab

5. CONCLUSION

This paper presents an engineering model for the control of crack width in reinforced concrete tension members. For beams a comparable model has been developed, but not presented here [1]. The model offers the designer the possibility to choose in a given case the correct solution to guarantee sufficient durability.

ACKNOWLEDGEMENT

Ir. C. van der Veen of the Stevin Laboratory of the Delft University of Technology gave me considerable assistance in developing the reinforced concrete tension member and improving this model. He will publish more details of the model in the near future.

NOTATION

A_s, A_c	cross-sectional area of reinforcement and concrete respectively
B_s, B_c	indication of concrete strength - f_{cc}
C, N	factors in bond-slip relationship
E_s, E_c	moduli of elasticity; " E_{sc} " deformation modulus (ϵ_{max})
F_s, F_c	tensile force
ΔT	change in temperature
f_{cc}	characteristic concrete strength; f_{ccm} - mean value
f_{sy}	characteristic bond stress of reinforcement
Δl	mean value of crack spacing (fully developed crack pattern)
n	E_s/E_c
w	crack width; w_{mean} ; $w_{cr-0.95}$
$\epsilon_{cs,\infty}$	effective shrinkage of concrete
ϵ_{cu}	ultimate tensile strain of concrete
σ_{cr-1}	tensile strength of concrete - initiation first crack
$\sigma_{s,cr}$	steel stress in a crack
ϕ_k	bar diameter
ρ	A_s/A_c
τ_{cs}	bond stress

REFERENCES

1. BRUGGELING A.S.G., Structural Concrete - Science into Practice. Heron, 1987.

Serviceability Design with Prestressing

Calcul des structures précontraintes à l'état de service

Bemessung vorgespannter Bauteile für die Gebrauchslasten

Amin GHALI
Prof. of Civil Eng.
Univ. of Calgary
Calgary, AB, Canada

Amin Ghali received his B. Sc. and M.Sc. degrees from Cairo University and Ph. D. from Leeds University, England. He is author and co-author of over 100 papers and three books on structural analysis and design of concrete structures. He is active in research and consulting.

SUMMARY

Control of deformations and cracking under service conditions requires knowledge of the stresses and strains after occurrence of the long-term effects of creep, shrinkage and relaxation and after cracking due to transient live loads. The approach used in current practice for stress and strain predictions is critically reviewed and a more accurate and more general procedure is suggested. It applies to reinforced and prestressed concrete and to composite members, with or without cracking.

RÉSUMÉ

Le contrôle des déformations et de la fissuration à l'état de service requiert la connaissance des contraintes et des allongements spécifiques en tenant compte du fluege, du retrait et de la relaxation après une fissuration due aux charges mobiles. La méthode utilisée en pratique pour calculer les contraintes et les allongements spécifiques est revue et critiquée, et une procédure plus précise et plus générale est proposée. Cette procédure s'applique, avant et après fissuration, aux éléments en béton armé et précontraint ou aux structures mixtes.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Beschränkung der Deformationen und der Rissöffnungen im Gebrauchszustand ist die Kenntnis des Spannungs- und Dehnungszustandes nach dem Abdingen der Langzeiteffekte Kriechen, Schwinden und Relaxation und nach der Rissbildung infolge der Verkehrslasten notwendig. Die in der Praxis angewendeten Methoden für die Bestimmung der Spannungen und Dehnungen wird kritisch überprüft und ein sorgfältigeres und allgemeineres Vorgehen wird vorgeschlagen. Es kann bei schlaff bewehrten, vorgespannten und gemischten Betonbauteilen für den gerissenen und ungerissenen Zustand angewendet werden.



1. CRITICAL REVIEW OF CURRENT PRACTICE

In current practice the effect of prestressing is represented by a compressive force applied on a plain concrete section. Creep, shrinkage and relaxation result in a reduction in the tension in the prestressed tendon; equal reduction of the compressive force on the concrete is assumed and the time-dependent changes in stresses and strains are calculated accordingly.

Prestressed cross sections are usually provided with non-prestressed steel; 0.5 to 1.2 percent reinforcement ratio is not uncommon. The cross section shown in Fig. 1 has 1 percent non-prestressed steel. When an initial force 590 kN is applied, 7 percent of the compressive force is taken by the non-prestressed steel and its share of the force gradually increases with time to 26 percent. This means that ignoring the non-prestressed steel, as often done in practice, substantially overestimates the long-term compressive stress on the concrete. Some results of two analyses are given in Fig. 1: one ignoring the non-prestressed steel and the other with the non-prestressed steel considered. The basis of the analysis is compatibility of strain in the concrete and the steel and equilibrium of forces in the components. The method of analysis will be discussed in a separate section.

		$E_c(t_0) = 30 \text{ GPa}$; $E_{ps} = E_{ns} = 200 \text{ GPa}$; $\alpha = 2.5$; $X = 0.8$; $300 \times 300 \text{ mm}^2$ $\epsilon_{cs} = -300 \times 10^{-6}$; $\Delta \bar{\sigma}_{pr} = -20 \text{ MPa}$; $A_{ps} = 450 \text{ mm}^2$ $A_{ns} = 900 \text{ mm}^2 (1\%)$		
		INITIAL PRESTRESS 590 kN	NONPRE-STRESSED STEEL IGNORED	NONPRE-STRESSED STEEL CONSIDERED
CONCRETE STRESS MPa	INITIAL AT t_0	-6.5	-6.0	
	CHANGE BETWEEN t_0 AND t	+0.9	+2.0	
	FINAL AT t	-5.6	-4.0	
FORCE IN NONPRE-STRESSED STEEL kN	INITIAL AT t_0	-	-4.0	
	CHANGE BETWEEN t_0 AND t	-	-116	
	FINAL AT t	-	-156	

Fig. 1 Long-term stress in a tie

Without the non-prestressed steel the initial compressive stress (at time t_0) is -6.5 MPa and drops with time (at time $t \gg t_0$) to -5.6 MPa. With non-prestressed steel, the initial compression is -6.0 MPa and the final is -4.0 MPa. The value -5.6 obtained by ignoring the non-prestressed steel is 40 percent higher in absolute value than the more accurate value -4.0 MPa. This is so because when the 590 kN prestressing force is applied, the non-prestressed steel instantaneously picked up -40 kN and gradually picked up additional -116 kN because of creep and shrinkage.

The main purpose of prestressing is to produce compression in a zone which will be subjected to tension when the live load is applied. Figure 2 represents the strain versus an axial tensile force F , representing the effect of live load applied at time t on the cross section in Fig. 1. After creep, shrinkage and relaxation the strain is -900×10^{-6} (compared with -1100×10^{-6} when the nonprestressed steel is ignored). The stress in concrete becomes zero when $F = 400$ kN; this may be called the decompression force. For simplicity in presentation, the strength of concrete in tension is ignored; thus cracking occurs at the decompression level and the stiffness (the slope of graph) is reduced to that of the reinforcements. Without the nonprestressed steel cracking occurs at a higher force (560 kN). The graph clearly shows the large difference in strain values calculated with and without the nonprestressed

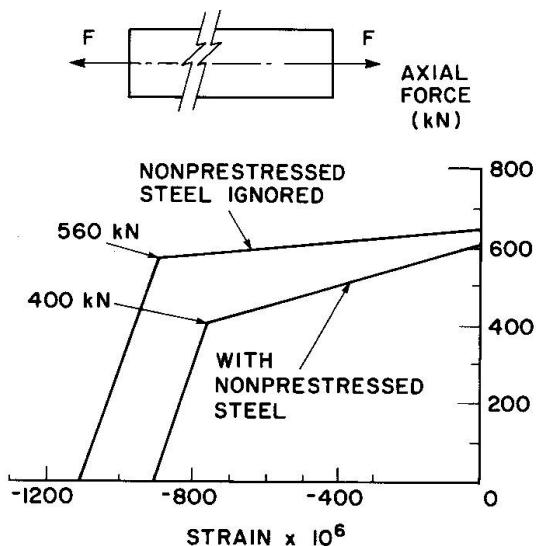
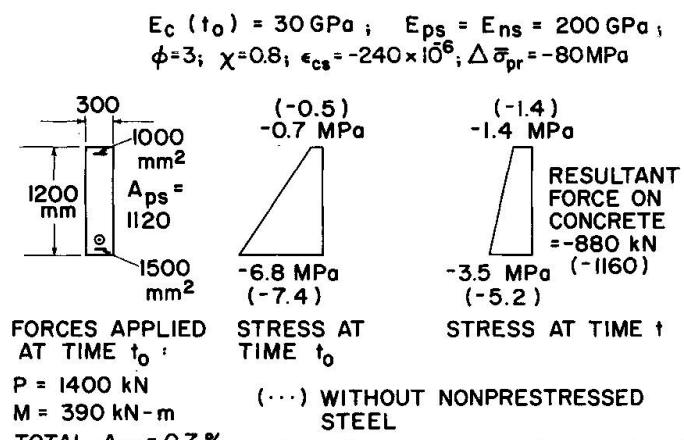


Fig. 2 Strain due to axial force applied at time t in the tie of Fig. 1



	WITH NONPRE-STRESSED STEEL	WITHOUT NONPRE-STRESSED STEEL
AXIAL STRAIN AT t_0	-130	-130
AXIAL STRAIN AT t	-600	-690
CURVATURE AT t_0	-170 m^{-1}	-190 m^{-1}
CURVATURE AT t	-300 m^{-1}	-480 m^{-1}
MULTIPLIER		10^{-6}

Fig. 3 Stress and strain in a member in flexure

steel, particularly when F is between 400 and 560 kN.

The above example shows that large errors in the calculated stresses and strains result from ignoring the non-prestressed steel in a section with concentric prestressing. The same conclusion can be reached by considering the cross section of a member in flexure with eccentric prestressing and 0.7 percent total non-prestressed steel (Fig. 3). After creep, shrinkage and relaxation the resultant force on the concrete is -880 kN compared with -1160 kN when the non-prestressed steel is ignored and the corresponding curvatures are respectively -300×10^{-6} and $-480 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$. If the curvature values are used to predict deflections, the error in camber would be approximately 60 percent.

In any of the above examples, presence of the non-prestressed steel has small influence on the final tension in the prestressed steel. Thus, use of this force to calculate stresses and deformations at service conditions is erroneous and this practice should be abandoned. In the following sections, a simple procedure will be presented to give the final stresses and strains in the concrete and the reinforcements, without the need to predict or estimate by empirical equations the loss in tension in the prestressing tendon. For the presentation, it is necessary to define few parameters.

2. RELAXATION OF STEEL AND CREEP AND SHRINKAGE OF CONCRETE

The stress in a tendon stretched between two fixed points drops gradually with time. The amount of drop, referred to as the intrinsic relaxation, $\Delta\sigma_{pr}$ is heavily dependent upon the initial steel stress σ_{po} ; the magnitude of relaxation drops drastically when the initial stress is reduced. In a concrete member the length shortens due to creep and shrinkage and the stress in the tendon drops faster. The reduction in tension caused by creep and shrinkage has the same effect on the relaxation as if the initial tension were smaller. Thus, for prediction of stresses and deformation of composite members, use should be made of a reduced relaxation value:

$$\Delta\bar{\sigma}_{pr} = \chi_r \Delta\sigma_{pr} \quad (1)$$

where χ_r is a relaxation reduction factor given by [1]:

$$\chi_r = e^{(-6.7 + 5.3\lambda)\Omega} \quad (2)$$

with $\lambda = (\sigma_{po}/f_{ptk})$ and $\Omega = -(\Delta\sigma_{ps} - \Delta\sigma_{pr})/\sigma_{po}$. σ_{po} is the initial tension; f_{ptk} is the characteristic tensile strength; $\Delta\sigma_{ps}$ is the change in stress in the prestressed steel due to the combined effect of creep, shrinkage and relaxation and $\Delta\sigma_{pr}$ is the intrinsic relaxation.



The continuous curve in Fig. 4 represents the variation of strain in concrete with time due to a stress increment, $\Delta\sigma_c(t_0)$ introduced at time t_0 and sustained, without change in magnitude to t . The total strain, instantaneous plus creep, at a later time t is

$$\Delta\epsilon(t) = \frac{\Delta\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} (1 + \phi) \quad (3)$$

where $\phi = \phi(t, t_0)$ is the creep coefficient. When a stress increment $\Delta\sigma_c(t, t_0)$ is gradually introduced between t_0 and t , the total strain during the same period is:

$$\Delta\epsilon(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{\bar{E}_c(t, t_0)} \quad (4)$$

where $\bar{E}_c(t, t_0)$ is the age-adjusted modulus of elasticity on concrete

$$\bar{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi\phi} \quad (5)$$

χ is the aging coefficient. An approximate value: 0.8 may be used for each of the two coefficients χ and ϕ . The creep coefficient ϕ and the free shrinkage value ϵ_{cs} depend upon the size of the member, the relative humidity of the air, the ages of the concrete t_0 and t at the start and end of the period considered. Suggested values for ϕ , ϵ_{cs} and χ are given in Refs. 2 and 3.

3. ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN

The instantaneous and time dependent stress and strain in a prestressed concrete section may be calculated in four steps (Fig. 5):

Step 1: Apply the initial prestressing force and the dead load bending moment, which becomes effective at the time of prestressing, on a transformed section composed of the concrete area A_c plus $\alpha (A_{ns} + A_{ps})$ where $\alpha = E_{sn} / E_c(t_0)$, with E_{ns} or E_{ps} being the modulus of elasticity of the non-prestressed or the prestressed steel. A_{ns} is the area of the non-prestressed steel; A_{ps} is the area of the prestressed steel. When post-tensioning is used, A_{ps} includes only the tendons prestressed in earlier stages. The diagram of the instantaneous strain at time t_0 is defined by the value $\epsilon_0(t_0)$ of the strain at an arbitrary reference point 0 and the slope (the curvature) $\psi(t_0)$. Equations A.4 of Appendix A may be used to calculate the two quantities.

Step 2: Determine the hypothetical strain which would occur due to creep and shrinkage of concrete if it were free to deform.

Step 3: Calculate the stress required which would artificially prevent the strains determined in step 2. This stress is simply equal to $(-\bar{E}_c)$ multiplied by the hypothetical strain determined in step 2. At any fibre at distance y below 0 the restraining stress

$$\Delta\sigma_{restraint} = -\bar{E}_c \{ \phi[\epsilon_0(t_0) + \psi(t_0)y] + \epsilon_{cs} \} \quad (6)$$

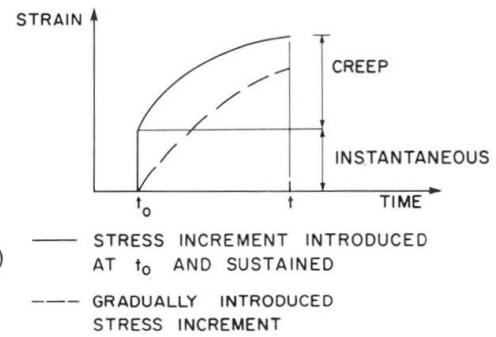


Fig. 4 Time variation of strain due to a stress increment

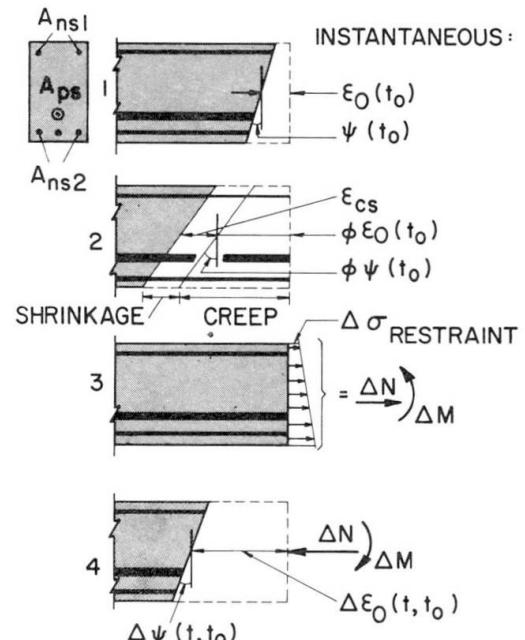


Fig. 5 Steps of analysis of instantaneous and time dependent stresses and strains

The variation of this stress may be defined by two quantities: $\{\Delta\sigma_c, \Delta\gamma\}_{\text{restraint}}$ where $\Delta\sigma_c$ represents the stress at 0 and γ the slope ($d\sigma/dy$).

Step 4: Determine a force at 0 and a moment which are the resultants of the stress calculated in step 3 (Eqs. A.3). The strain in concrete due to the relaxation can be artificially prevented by the application, at the level of the prestressed steel, of a force equals $(\Delta\sigma_{\text{pr}} A_{\text{ps}})$. This force is substituted

by an equivalent force of the same magnitude at 0 plus a couple. Summing up gives ΔN and ΔM , the restraining force and couple required to prevent artificially the deformations due to creep, shrinkage and relaxation. Eliminate the artificial restraint by the application of ΔN and ΔM in reversed directions on a transformed section composed of A_c plus $\bar{a}_{ns} A_{ns}$ plus $\bar{a}_{ps} A_{ps}$ and determine the corresponding changes in strains and stresses (Eqs. A.2 and A.4).

\bar{a}_{ns} or \bar{a}_{ps} is equal to E_{ns} or E_{ps} divided by \bar{E}_c .

The procedure used above is kin to the displacement method of structural analysis in which the displacements are artificially prevented by restraining forces and these are subsequently eliminated by application of the same forces in a reversed direction. The strain or stress changes in any of the four steps in Fig. 5 invoke simple calculations which structural designers are familiar with. Superposition of strains determined in steps 1 and 4 and the stresses in steps 1, 3 and 4 gives the final values, instantaneous plus time dependent. It is to be noted that the above analysis gives directly the strains and stresses, without the necessity of preceding the analysis with an estimate of the loss in tension in the tendon. No empirical equations are involved. The compatibility of strains in concrete and steel is maintained at all reinforced layers. The procedure can be used for any reinforced concrete section with or without prestressing composed of more than one type of concrete or of concrete and structural steel [2].

When the stress and strain analysis is required at several sections and the strain and curvature are to be integrated to determine the changes in length or deflections, it is expedient to use programmable calculators or micro-computers to perform the analysis [4].

In deriving the equations of Appendix A, the stress or strain diagram is defined by a value at an arbitrary reference point 0 and the slope. When 0 is the centroid, the more general equations A.3 to A.4 take the well-known forms A.5 and A.6. The computations in Steps 1, 3 and 4 (Fig. 5) refer to three different sections having different centroids. The superposition will be simpler if the calculations are done using a fixed reference point.

4. TIME-DEPENDENT CHANGE OF COMPRESSION IN CONCRETE

In the special case when the prestressed and non-prestressed steels, are situated in one layer or when the centroid of A_c , A_{ns} and A_{ps} coincide and the section subjected to concentric force (without moment), the procedure presented in the preceding section leads to the following equation for the change in the resultant force in the concrete during the period t_0 to t [2]:

$$\Delta P_c = -\beta [\phi \sigma_{\text{cst}}(t_0) \frac{E_{\text{st}}}{E_c(t_0)} + \epsilon_{\text{cs}} E_{\text{st}} A_{\text{st}} + \Delta\sigma_{\text{pr}} A_{\text{ps}}] \quad (7)$$

$$\text{where } \beta = [1 + \frac{A_{\text{st}}}{A_c} \frac{E_{\text{st}}}{E_c} (1 + \frac{y_{\text{st}}^2}{r_c^2})]^{-1} \quad (8)$$

where $A_{\text{st}} = A_{ns} + A_{ps}$ = total steel area; E_s = modulus of elasticity of steel assumed the same for the two types of steel; y_{st} is the y coordinate of the



centroid of the total reinforcement, measured downwards from the centroid of A_c ; $\sigma_{cst}^o(t)$ is the stress of concrete at y_{st}^o at time t ; $r_c^2 = I_c^o/A_c$, with I_c^o being the moment of inertia of the concrete area A_c about an axis through its centroid.

The force ΔP_c (usually tensile) represents the prestress loss in concrete; it is equal to the loss in tension in the prestressed steel only in the absence of A_{ns} . The time-dependent changes in strain or stress may now be determined as the sum of the free (unrestrained) shrinkage and creep (see step 2 in Fig. 5) plus the effect of ΔP_c applied at y_{st}^o on a plain concrete section with modulus of elasticity E_c .

Equation 7 may be used to calculate ΔP_c also in the general case when the section is subjected to an axial force and moment and when several layers of prestressed and non-prestressed steel are provided. In this case ΔP_c should be considered to act at the centroid of the total steel area. The analysis in this way will involve approximation; the compatibility of strain in concrete and steel is not exactly ensured at all reinforcement layers.

For structural designers who are used to calculating the loss of prestress, Equation 7 may be employed (in lieu of following the 4 steps in Sec. 3) noting that it gives the loss in compression in the concrete, which is in fact of more concern than the loss of tension in the prestressed steel.

5. CRACKED SECTIONS

Partially prestressed sections are often designed such that cracking is allowed only due to transient live load. The procedure discussed in the preceding sections gives the stress distribution at time t before application of the live load. This stress distribution may be defined by the stress value $\sigma_0^o(t)$ at arbitrary reference point 0 and the slope, $\gamma(t)$. Consider the stress and strain changes after cracking caused by additional bending M and axial force N at 0. For the purpose of analysis, partition each of M and N as follows:

$$N = N_1 + N_2 \quad ; \quad M = M_1 + M_2 \quad (9)$$

The pair N_1 and M_1 represents the decompression forces which will bring the stresses in the concrete to zero. The values M_1 and N_1 may be calculated by Eq. A.3 as the forces necessary to produce a stress distribution defined by $-\sigma_0^o(t)$ and $-\gamma(t)$. The corresponding strain distribution is determined by division of the two values by $E_c(t)$. The strain and stress due to the decompression forces are added to the strain and stress due to N_2 and M_2 to obtain the total effects of the live load. Cracking is produced by N_2 and M_2 ; the stress and strain due to this pair should be derived in the same way as for a reinforced concrete section without prestressing. For this purpose, the concrete in tension is ignored giving the stress and strain at a cracked section.

Away from a crack, the concrete in the tension zone is capable of resisting some tensile stress and thus contribute to the rigidity of concrete members. The strains calculated ignoring the concrete in tension may be adjusted [2,3] to account for the stiffening effect of the concrete in the tension zone, giving reduced strains to be used in calculating the displacements for cracked members.

The procedure described here is combined with the analyses discussed in earlier sections in the computer program CRACK [4] which is suitable for reinforced concrete and composite cross sections with or without prestressing.

6. STATICALLY INDETERMINATE STRUCTURES

In general, creep, shrinkage, relaxation and cracking produce changes in the reactions of statically indeterminate structures. The analyses described above

can be supplemented by numerical integration of strains to determine displacements from which the changes in the statically indeterminate internal forces may be determined. The equations necessary for this analysis and a computer program CPF [5,6] is used in the following example.

Figure 6a shows the elevation and cross section of a composite bridge. The dimensions and method of construction are similar to a recently constructed bridge in Idaho, USA. The steel U-shaped section is first erected without shoring, then the precast deck is placed and prestressed without connection to the steel. The connection is delayed until after prestressing, when pockets are concreted over grouped anchor studs. The stress distributions at two selected cross sections are shown in Fig. 6b and c at the end of construction and after occurrence of the time-dependent effects. The drastic changes in compression in concrete, caused by the restraining effect of the heavy structural steel section to the shortening due to creep and shrinkage of concrete, cannot be predicted using conventional equations for the loss in tension in the prestressed steel. For this structure, large change in bending moment gradually develops with time (Fig. 6d).

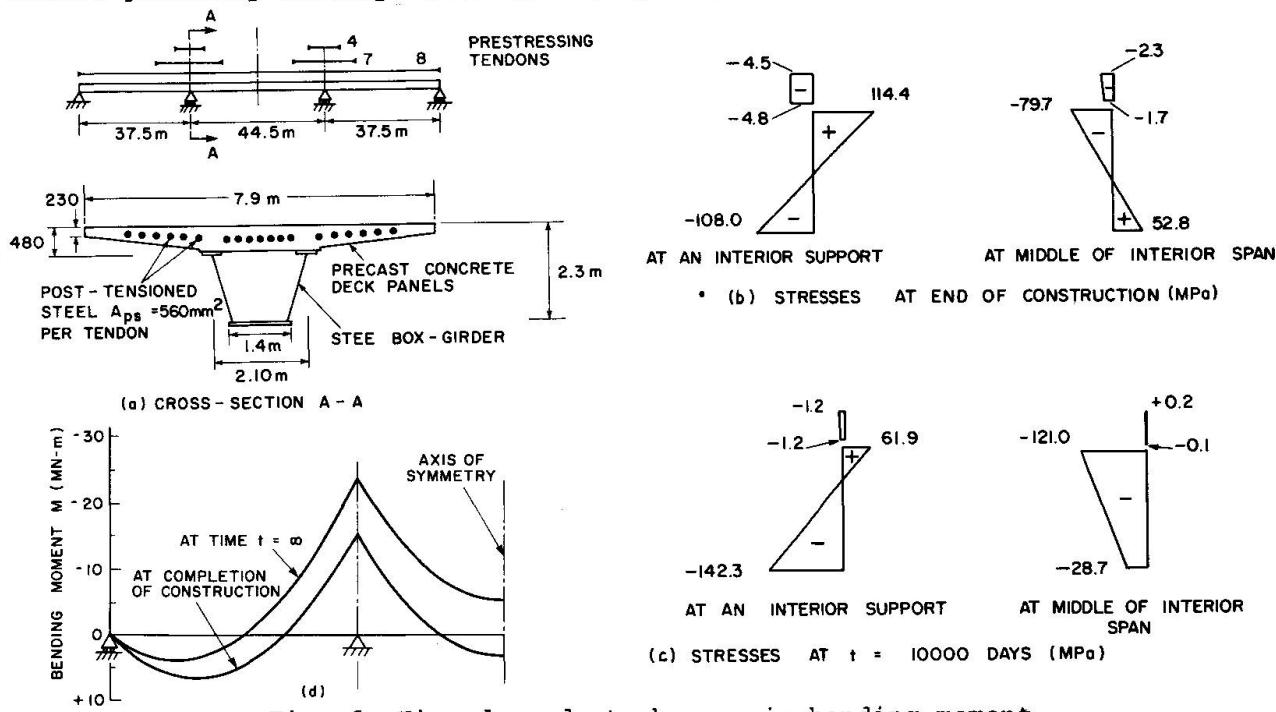


Fig. 6 Time-dependent changes in bending moment and stresses in a composite bridge

7. CONCLUSIONS

The tension in the prestressed steel is equal to the compressive force on a concrete section only in the absence of nonprestressed steel. The practice of calculating the effect of prestressing as that of a compressive force on a plain concrete section, ignoring the nonprestressed steel, may result in important errors in the stresses and the strains existing after creep, shrinkage and relaxation. A proposed procedure, composed of four simple steps give directly the time-dependent stresses and strains without the need to estimate the loss in tension in the prestressed steel. The stresses after losses are required to determine the effects of transient live load producing cracking. The strains can be used to determine the changes in the displacements and the statically indeterminate forces, if any.

8. REFERENCES

1. GHALI, A. and TREVINO, J., Relaxation of Steel in Prestressed Concrete, Prestressed Concrete Institute Journal, Vol. 30, No. 5, pp. 82-93.



2. GHALI, A. and FAVRE, R., Concrete Structures: Stresses and Deformations. Chapman and Hall, London and New York, 1986, 352 pp.
3. FAVRE, R., Beeby, A.W., Falkner, H., Koprna, M. and Schiessl, P., Cracking and Deformations CEB Manual, 1985. Printed and distributed by the Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.
4. GHALI, A. and ELBADRY, M.M., Manual of Computer Program CRACK. Research Report No. CE85-1, 1985, Dept. of Civil Engg., The Univ. of Calgary, Alberta, Canada. Program is available on diskettes for micro-computers.
5. ELBADRY, M.M. and GHALI, A., Manual of Computer Program CPF: Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete. Research Report No. CE85-2, 1985, Dept. of Civil Engineering, The University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada.
6. Elbadry, M. and A. Ghali, Serviceability Design of Plane Frames. 40 pp., submitted for publication.

9. NOTATION

A area	α ratio of modulus of elasticity of steel to that of concrete
B first moment of area	$\bar{\alpha}$ ratio of modulus of elasticity of steel to age-adjusted modulus for concrete
E modulus of elasticity	x aging coefficient for concrete
E' age-adjusted modulus of elasticity	x_r relaxation reduction coefficient
I second moment of area	Δ increment
M bending moment	ϵ normal strain
N normal force	ϕ creep coefficient
t time or age of concrete	ψ curvature
y coordinate (see Fig. A.1)	γ $(d\sigma/dy)$ = slope of stress diagram
σ normal stress	

subscripts

c concrete	pr prestressed steel relaxation
cs shrinkage	ps prestressed steel
ns nonprestressed steel	o instant of time
0 reference point	

10. APPENDIX A: RELATIONSHIP BETWEEN STRESS, STRAIN AND FORCES ON A SECTION

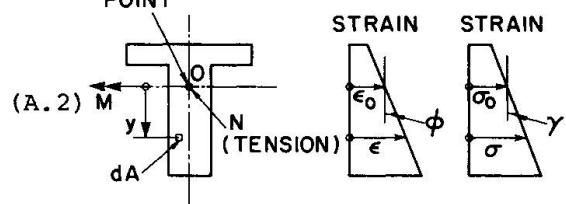
The cross section shown in Fig. A.1 is subjected to a normal force N at an arbitrary reference point 0 and a bending moment M . The usual assumptions that plane cross sections remain plane and the stress is proportional to the strain are expressed as:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \psi y \quad ; \quad \sigma = E(\epsilon_0 + \psi y)$$

(A.1) REFERENCE POINT

The equilibrium requires:

$$N = \int \sigma dA \quad ; \quad M = \int \sigma y dA$$



Substitution of Eq. A.1 into A.2 gives:

$$N = A\sigma_0 + B\gamma \quad ; \quad M = B\sigma_0 + I\gamma$$

(A.3) Fig. A.1 Sign convention

where A , B and I are the area, its first and its second moment about an axis through 0; σ_0 is the stress at 0 and γ is the slope of the stress diagram. Equations A.3 can be used to determine the stress resultants N and M for a specified stress distribution. When N and M are given, the strain at 0 and the curvature may be determined by:

$$\epsilon_0 = \frac{IN - BM}{E(AI - B^2)} \quad ; \quad \gamma = \frac{-BN + AM}{E(AI - B^2)} \quad (A.4)$$

When 0 is chosen at the centroid, $B=0$ and Eqs. A.3 and A.4 become:

$$N = EA\sigma_0 \quad ; \quad M = EI\gamma \quad (A.5)$$

$$\epsilon_0 = \frac{N}{EA} \quad ; \quad \gamma = \frac{M}{EI} \quad (A.6)$$

Deflections of Concrete Structures under Repeated Service Loads

Déformations des constructions en béton armé sous charges de service répétées

Verformungen von Stahlbetonbauten unter wiederholten Betriebslasten

Peter LENKEI

Professor

Hungarian Inst. Build. Science
Budapest, Hungary



Peter Lenkel, born 1933, obtained his structural engineering degree from the Moscow Institute of Construction. For seven years he was involved in structural design. Now in a research institute, he is responsible for structural research. He holds the Chair for Studies in Reinforced Concrete at the Technical University of Budapest.

SUMMARY

On the basis of the author's experiments – which are compared with a wide range of published data – the influence of several factors (strength of materials, characteristics of repeated load cycle, etc.) on the deflections of reinforced concrete beams is shown. A method of calculation with a code provision is proposed to determine the increase over the static deflections in function of the repeated load parameters, i.e. number of repetitions, ratio of maximum load to the ultimate static load, characteristics of the repetition cycle.

RÉSUMÉ

L'effet de plusieurs facteurs – résistance des matériaux, caractéristiques du cycle de chargement répété, etc. – sur les déplacements des poutres en béton armé est présenté sur la base d'essais de l'auteur et comparé aux indications données dans la littérature. Une méthode de calcul avec les conditions de réglementation est proposée pour évaluer l'augmentation des déplacements statiques en fonction des paramètres du chargement répété, c'est-à-dire nombre de répétitions, rapport de la charge maximale à la charge limite statique, caractéristiques du cycle de répétition.

ZUSAMMENFASSUNG

Anhand eigener Versuche, deren Ergebnisse mit denjenigen aus einer umfassenden Literaturdurchsicht verglichen wurden, wird der Einfluss mehrerer Faktoren (Materialfestigkeit, Belastungsspektrum, usw.) auf die Verformung von Stahlbetonbalken aufgezeigt. Der Beitrag enthält auch einen Vorschlag für die Bestimmung der Durchbiegungszunahme infolge wiederholter Last gegenüber der Durchbiegung unter statischer Last. Der Einfluss verschiedener Parameter wie Anzahl Lastzyklen, Verhältnis der Maximallast zur Bruchlast und Belastungsspektrum wird berücksichtigt.



1. INTRODUCTION

In the last decades the self weight of the concrete structures is decreasing due to the higher quality of materials used. At the same time the nature of actions on structures are changing too, much more repetitive actions are expected to act during the life time of the structure. These both effects are resulting in bigger importance in determining deflections at serviceability limit state under repeated loads.

A great part of the service loads are not permanent but changing, usually stochastically. Modelling this stochastic change by a regular repeated load is a good approximation and at the same time it is the easiest way of investigation too.

The deformations of r.c. structure subjected to repeated load depend on deformations of the constituent materials and of their connections, namely, on the bond deformations. According to experimental data the short time and creep deformation of the compressed concrete block mainly influences the deformations of r.c. elements. The deformations of the reinforcing steel have much less influence, because the steel is in the elastic range and the fatigue rupture of steel is usually a rigid one. At repeated service load level the bond deterioration does not take place yet, but the bond deformations should be accounted.

2. THE EXPERIMENTS

2.1 The experimental program

A series of 24 simply supported one span beams (Fig. 1.) were tested in 3 groups of 8 beams to determine the deformational response of r.c. beams to frequently repeated load. The span ($L = 3,2 \text{ m}$), the loading geometry (two forces at 600 mm from midspan), the cross-section ($b \cdot h = 150 \cdot 300 \text{ mm}$), the reinforcement ratio (tension $\sim 0,8\%$, compression $\sim 0,24\%$), the selected concrete cube mean strength ($f_{cc} = 30 \text{ MPa}$) and the tension steel mean strength ($f_{sy} = 500 \text{ MPa}$; $f_{st} = 600 \text{ MPa}$), the sinusoidal form and the frequency of the load repetition (4–5 Hz) were kept constant.

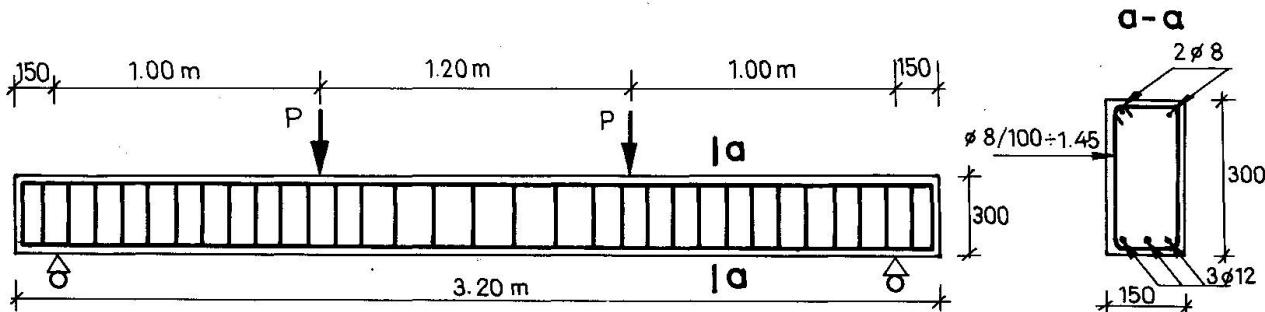


Fig. 1. The test beams

The variables were the pulsating load cycle parameters i.e. the ratio of the maximal load to the static ultimate load – 3 variables ($\gamma = P_{\max} / P_{\text{ult}} = 0,35; 0,6$ and $0,85$) and the amplitude of the maximal and minimal load ($\varphi = P_{\min} / P_{\max} = 0,1$ and $0,5$). The static ultimate load P_{ult} was determined as mean value of the static rupture load of 3 beams for each group. The maximum number of repetitions (n) was $1,28 \times 10^6$, but some beams of high maximum load level (γ) and big load amplitudes (φ) failed at a lower number of repetitions (Table 1.). Altogether 15 beams were tested under repeated load and 9 beams under static load.

The measurements of the material deformations, deflections and crack widths were tak-

en after $1,25 \times 10^3$, $2,5 \times 10^3$, 5×10^3 , 10^4 , 2×10^4 , 4×10^4 , 8×10^4 , $1,6 \times 10^5$, $3,2 \times 10^5$, $6,4 \times 10^5$ $1,28 \times 10^6$ cycles, using intermediate static loading procedure. The cycle parameters of the dynamic load were controlled automatically.

$\varrho = \frac{P_{\min}}{P_{\max}}$	$\gamma = \frac{P_{\max}}{P_{\text{ult}}}$	0,35	0,60	0,85
0,1		3 beams	3 beams *	4 beams *
0,5			2 beams *	3 beams

* In one beam steel fatigue failure due to mechanical defect (not shown in Fig. 2. and 3.)

Table 1. The test variables

At the age of 119-149 days the test beams were subjected to repeated loading, the mean concrete prism strength at this time varied between 33,1 and 35,9 MPa. Altogether 9 beams were tested under static and 15 beams under repeated loading procedure.

2.2 The experimental results

At the investigated service load levels a very good bond was registered between tension steel and concrete. The measured concrete and steel deformations, the crack pattern showed the predominating influence of the concrete compression block deformations on the beam deflections.

The ratios of deflections measured after n cycles of repetition (a_n) to the deflection measured after the first load cycle (a_1) are shown in Fig. 2. as function of the number of repetitions.

The experiments showed increased deformations under repetitive loads of service level. The increase depends on the load cycle parameters namely the deflection increase is

- directly proportional with the number of load repetition n ;
- directly proportional with the relative load parameter $\gamma = \frac{P_{\max}}{P_{\text{ult}}}$
- directly proportional to the load amplitude, i.e. inversely proportional to the amplitude parameter $\varrho = \frac{P_{\min}}{P_{\max}}$

It must be mentioned that high relative load level ($\gamma = 0,85$) coupled with high ($\varrho = 0,1$) and sometimes with lower ($\varrho = 0,5$) load cycle amplitudes may result in fatigue failure (Fig. 2.).

The irreversible parts of the deflections after n cycles ($a_{n,t}$) in function of the n number of repetition are shown on Fig. 3. The comparison with the previous figure makes it evident that the deflections increases consist of reversible and irreversible parts.

Both parts are due to the sum of respective concrete, steel and bond deformations. The reversible part of the deflection is made up from elastic deformations (both linear and non-linear), and the measured irreversible part mainly that of the plastic deformations. The time dependent (viscous and creep) deformations were largely out of scale of the reported experiments, because of two reasons: the test beam were relatively mature at testing and the loading procedure lasted only about four days for each beam.

According to the investigations of [2], the concrete deformations, due to the lower level of the cyclic load (P_{\min}) - which in deterministic term is the permanent load - can be expressed as usual creep deformations. The concrete deformations due to the cyclically changing load above this level P_{\min} are the vibro-creep deformations, which are developing much faster in time than the usual static creep deformations. And these vibro-creep deformations depend largely on the cyclic load parameters γ, ϱ .

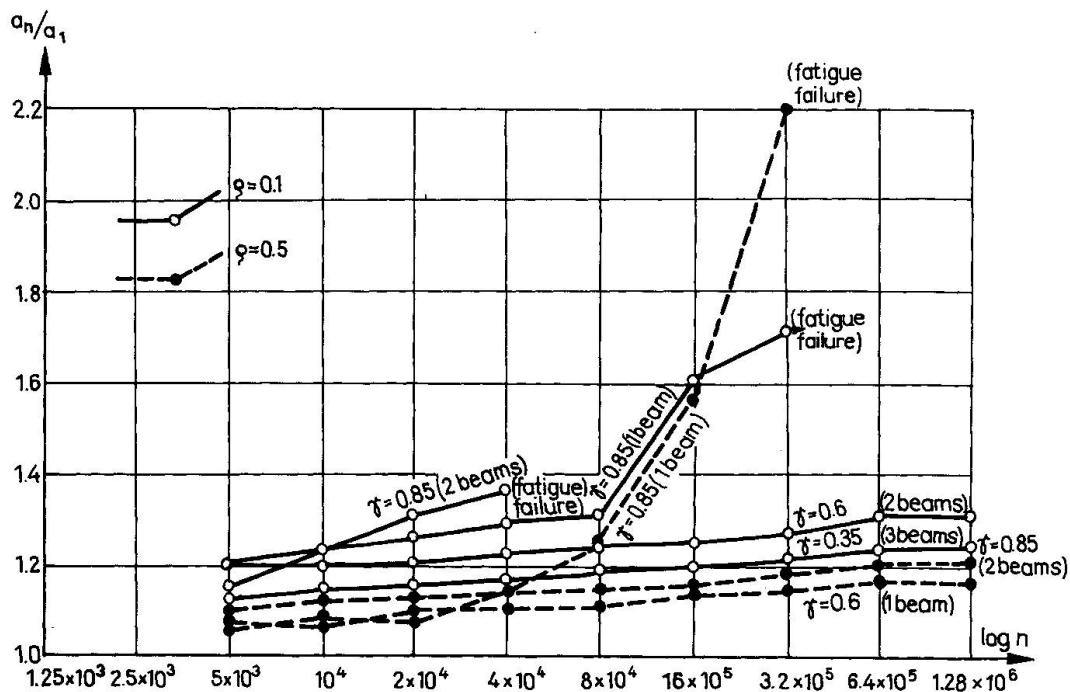


Fig. 2. The ratios of the deflections measured after n cycle (a_n) to the deflections measured after the first load cycle (a_1)

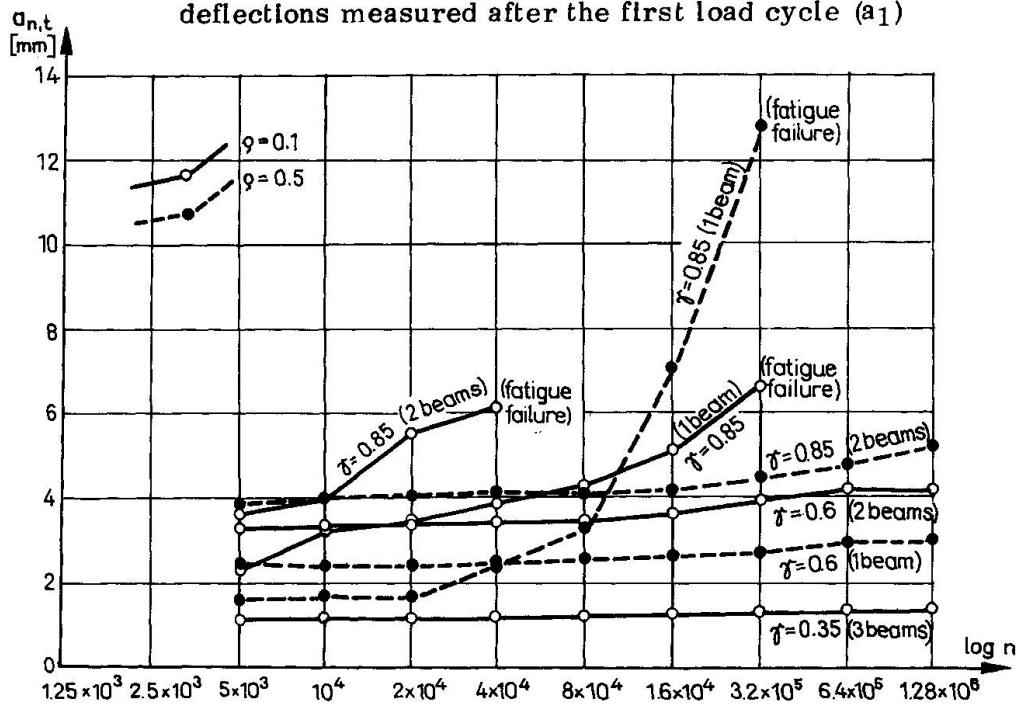


Fig. 3. The irreversible parts of the deflections ($a_{n,t}$)

and n similarly as deflections in the reported herein experiments.

According to [3] "A repeated load has a similar influence on the bond as on the deformation and failure behaviour of unreinforced concrete . . ." The reported test beams showed a comparable behaviour.

3. LITERATURE COMPARISONS

The problem of r.c. beam deflections under repeated loading has attracted a lot of investigators. The experimental results are largely alike in respect of the main influencing parameters γ , φ and n , but the proposed methods for calculating deflections differ according to the codes and habits operating in a specific country and according to the authors' interests too.

3.1 The proposed methods of calculating

The simplest and earliest method [1] assumes, that the cyclic load should be substituted by the maximal load (P_{max}) and the amplitude and the number of repetition should be converted into the duration of that load. This complicated conversion is problematic, due to the insufficient test data.

Another simple method [4] proposes to multiply the deflection under short-time maximal load (P_{max}) by a function of the load repetition number e.g. logarithm of n .

An accurate but complicated method [5] accounts for all the influencing factors, parameters of the load cycle separately in determining the deflections.

In [7] the deflections are determined as summ of the deflections caused by P_{min} as a long time effect and from the deflections caused by the variable part of the load. The problem is that these two parts are interconnected.

The investigations in [6] and the method proposed by this paper determine the deflections increments as function of the complete set of load cycle parameters.

3.2 The available test data

The parallel to the reported herein tests [6] carried out on beams of bigger cross sections and different reinforcement ratios, showed similar tendencies under repeated load deflections, and the registered relative deflections increases were in the same range..

The experiments in [4] were carried out on small and large beams without shear reinforcement in the constant moment region and with reinforcement ratios 0,8 - 1,0 %. The results of experiments showed considerable influence of the amplitude on the deflections increase, which were depending on the number of repetition being as maximum 35 % for $n = 10^6$ and 80 % for $n = 10^8$.

Box beams up to 10^5 repetitions were investigated in [7]. The reinforcement ratios varied between 1 and 3 %. The increase of the measured deflections after repetition is not given, but reevaluating the results showed a bigger value (70 %) than in other tests. This could be the result of the comparatively small thickness of concrete walls.

In [8] T beams were tested up to $3,6 \cdot 10^7$ cycles. The reinforcement ratio was ~1 %, the $\gamma \approx 0,85 - 0,9$, $\varphi < 0,1$. The final deflection increase was in the range of 50 % over the initial deflections.

4. RECOMMENDATIONS FOR CALCULATIONS

The available test data supported the two main hypotheses.

- the load cycle parameters $\gamma = \frac{P_{max}}{P_{ult}} : \varphi = \frac{P_{min}}{P_{max}}$ and n have predominant influence on the deflection increase.
- the increase itself are in the range of 5-80 % in the domains investigated.



On this basis the following Table 2. is proposed for practical calculations and/or for codes of r.c. structures.

Table 2.

τ		0, 4		0, 6		0, 8	
q		0, 1	0, 5	0, 1	0, 5	0, 1	0, 5
number of repetition n	$2 \cdot 10^4 \div 10^5$	0, 15	0, 075	0, 2	0, 1	0, 3	0, 15
	$2 \cdot 10^6$	0, 3	0, 15	0, 4	0, 2	0, 6	0, 3
	10^7	0, 6	0, 3	0, 8	0, 4	1, 2	0, 6

The numerical values in the table indicate the deflection increases over the static deflections of r.c. beams subjected to cyclic bending (e.g. if $\tau = 0, 6$, $q = 0, 5$ and the number of repetition n is $2 \cdot 10^6$ than the total deflection will be 1, 2 time the static one). The intermediate values are to be determined by interpolation.

This proposed method is rather simple, but it is very effective as a first approximation. The advantage of the method is, that can be used for all kinds of static deflection calculations.

REFERENCES

1. SPARKS P.R., MENZIES J.B., The Deflection of Reinforced Concrete Beams Under Fluctuating Load with a Sustained Component. The Structural Engineer, (51) 11 (1973).
2. BÉRES L., LENKEI P., Behaviour of Concrete and Reinforced Concrete Structures Subjected to Repeated Service Load. Acta Technica Ac. Sci. Hung. T. 84 (1-2) 1977.
3. REHM G., ELIGEHAUSEN R., Bound of Ribbed Bars Under High Cycle Repeated Loads. ACI Journal February (1979).
4. LOVEGROVE J.M., EL-DIN S., Deflection and Cracking of Reinforced Concrete Under Repeated Loading and Fatigue. ACI SP 75-6 (1982).
5. BALAGURU P., SHAH S.P., A Method of Predicting Crack Width and Deflections for Fatigue Loading. ACI SP 75-7 (1982).
6. SKRUCANY R., PITONAK A., SIMOR J., Refined Calculation of Deflections of Reinforced Concrete Elements Subjected to Many Times Repeated Loading (In Slovak). Staveb. Cosopys (31) 6/7 (1983).
7. LOO Y.Ch., WONG Y.W., Analysis of Total Deflection of Reinforced Concrete Box Beams Under Repeated Loading. ACI Journal Jan.-Febr. (1984).
8. RABBAT B.G., CORLEY W.G., Long Time Fatigue Properties of High Yield Reinforcing Bars. Materiaux et Construction (17) 97 (1984).

Serviceability Limit State of Deflections in Reinforced Concrete Elements

Vérification de l'état limite de déformation de poutres en béton armé

Nachweis der Verformungen von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchszustand

Hugo CORRES
Dr. Engineer
Polytechn. Univ. of Madrid
Madrid, Spain



Luis E. DIAZ
Civil Engineer
Univ. of La Serena
La Serena, Chile



SUMMARY

A general proposal to check serviceability limit state of deflections in reinforced concrete beams is presented, including : allowable deflections, deflection control using allowable span-to-depth ratios, simplified formulae and remarks on using an integral general method.

RÉSUMÉ

Une méthode générale est proposée pour la vérification de l'état limite de déformation de poutres en béton armé. Elle tient compte des déformations admissibles, des flèches admissibles suivant le rapport portée-hauteur, de formules simplifiées et de considérations pour l'usage de la méthode intégrale générale.

ZUSAMMENFASSUNG

Ein allgemeines Verfahren für den Nachweis der Verformungen von Stahlbetonbalken unter Gebrauchslasten wird präsentiert. Es berücksichtigt die zulässigen Verformungen und die Überprüfung der Durchbiegung in Funktion der zulässigen Schlankheiten. Vereinfachte Formeln und Betrachtungen werden verwendet.



1. GENERAL PROPOSAL.

This proposal has been derived from a parametric study [1] on the different variables involved in the phenomenon using a general method.

Different theoretical models have been analized and the CEB [2] proposed model has been adopted because of the following reasons:

- It permits the calculations of instantaneous and long-term deflections of statically determined and indetermined elements with good accuracy [1].
- It permits to take into account the principal parameters.
- It proposes a simple moment-curvature relationship and allows further simplified derivations.

1.1 Allowable deflections.

In Fig. 1 proposed allowable deflections are shown. Three different deflections must be controlled depending on the reasons for their limitation.

For those elements not supporting or attached to partitions or another construction likely to be damaged by large deflections, total deflections (f_{tot}) must be considered.

For those elements supporting or attached to partitions or another construction likely to be damaged by large deflections, three deflections must be considered: total deflection, incremental deflection after partitions are constructed (f_{act1}) and incremental deflection after partitions are constructed without considering live load deflections (f_{act2}).

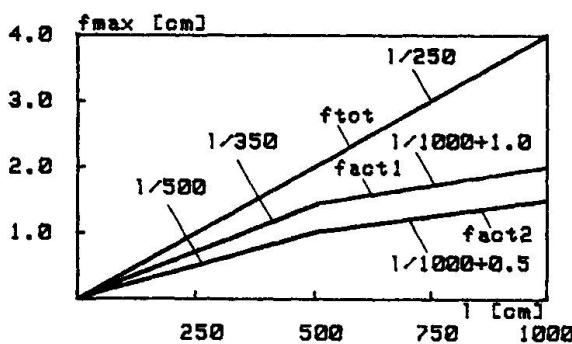


Fig. 1 Allowable deflections.

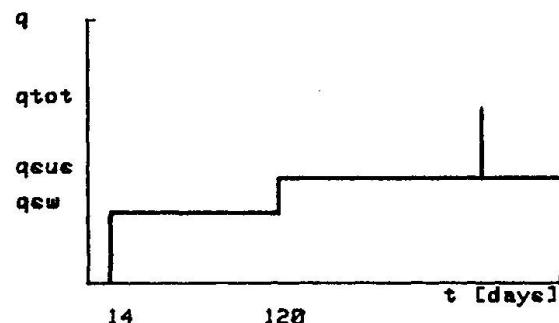


Fig. 2 Load history

1.2 Allowable span-to-depth ratios.

In order to avoid computing deflections, allowable span - to - depth ratios are proposed.



$$1/d = < 16. \alpha_3 / (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5) \quad (1)$$

Coef.	f_{tot}	f_{act1}	f_{act2}
α_1	$0.33 \cdot \alpha + 0,80$	$0.46 \cdot \alpha + 0,72$	$2.85 \cdot \alpha - 0,71$
α_2	$0.17 \cdot \varphi + 0.56$	$0.19 \cdot \varphi + 0.52$	$0.24 \cdot \varphi + 0.41$
α_3	$0.90 + 3.82/Q$	$1.10 + 0.78/Q$	$Q = < 19.6 \text{ KN/m} : 1.21 + 5257/Q$ $Q > 19.6 \text{ KN/m} : 1.07 + 0.01.Q$
α_4	1.0	$1 = < 5 \text{ m} : 1.0$ $1 > 5 \text{ m} : 1.0 + 0.09.(1-5)$	$1 = < 5 \text{ m} : 1.0$ $1 > 5 \text{ m} : 1.0 + 0.08.(1-5)$

Table 1

$\alpha = g/(g + q)$: permanent to service load ratio.

φ = creep coefficient.

$Q = g + q$: service load. (KN/m)

α_5 : correcting coefficient.

$\alpha_5 = 1.0$ hinged-hinged

$\alpha_5 = 0.7$ hinged-fixed

$\alpha_5 = 0.6$ fixed-fixed

If steel quality is higher than 400 MPa then span-to-depth ratio must be divided by:

$$0.40 + f_{yk} / 703 \text{ (with } f_{yk} \text{ in MPa)} \quad (2)$$

This proposal considers the principal parameters involved in the phenomenon. Quality of concrete is of minor importance so therefore it can be dismissed.

The proposed formulae were developed from a parametric analysis using the general adopted method and the following hypothesis:

- To define span-to-depth ratios it is necessary to estimate the deflection and the knowledge of all data. The amount of reinforcement is important but when span-to-depth ratios are computing it is still unknown. This criteria was developed considering the reinforcement of the member as the strict one obtained from the ultimate limit state.
- This criteria has been developed for rectangular cross sections and uniform distributed loads. According to this assumption and the previous one, it is possible to define span-to-depth ratios as a function of loads instead of using the amount of reinforcement.

For other load types it is necessary to define an equivalent uniform distributed load.

For T cross sections the same criteria can be used if the neutral axis depth is in the flange.

- Fig. 2 shows assumed load history.
- Allowable deflections defined in section 1.1 have been used.



1.3 Simplified Formulas.

For computing instantaneous deflections, usual formulae for elastic deflections and an effective stiffness expressed in terms of curvature are proposed, taking into account the effects of cracking and reinforcement of the member.

$$f_i = \beta \cdot (1/r)_{\max} \cdot l^2 \quad (3)$$

$$\text{if } M \leq M_{cr} : (1/r)_{\max} = M / (E_c \cdot I_b) \quad (4)$$

$$\text{if } M > M_{cr} : (1/r)_{\max} = F \cdot M / (E_c \cdot I_{cr}) \quad (5)$$

$$F = 1 + (M_{cr} / M)^2 \cdot (I_{cr} / I_b - 1) \quad (6)$$

f_i : short-term deflection.

β : elastic coefficient depending on the type of load and support conditions.

$(1/r)_{\max}$: midspan maximum curvature, both for statically determined and indetermined structures.

l : span length.

M : midspan moment at stage in which deflection is computed.

M_{cr} : midspan cracking moment.

$$M_{cr} = 2 \cdot f_{ct} \cdot I_b / h \quad (7)$$

I_b : moment of inertia about centroidal axis, neglecting reinforcement

I_{cr} : moment of inertia of cracked section transformed to concrete.

E_c : modulus of elasticity of concrete. ($E_c = 5949 \cdot \sqrt{f_c}$ in MPa, according to EH-82 [3]).

f_c : compressive strength of concrete.

f_{ct} : modulus of rupture of concrete. ($f_{ct} = 0.626 \cdot \sqrt{f_c}$ in MPa, according to EH-82 [3]).

A multiplier coefficient (K_m) to estimate additional long-term deflections is proposed. This coefficient is defined graphically in Fig. 3, as a function of creep coefficient (ψ), tensile amount of reinforcement (ρ) and permanent service load ratio (α).

These values have been obtained for sections with the strictly necessary amount of reinforcement (tension and compression) according to the ultimate limit state. If the actual compression reinforcement is greater than required, K_m must be corrected by another coefficient F_r .

$$f_d = f_i \cdot K_m \cdot F_r$$

$$F_r = 1 / (1 + 0.58 \cdot \rho^*/\rho)$$

f_d : long-term deflection.

f_i : short-term deflection produced by permanent loads.

K_m : multiplier for additional long-term deflection.

F_r : correcting coefficient for superabundant compression reinforcement.

ρ : ratio of tension reinforcement. ($A_s / (b \cdot d)$)

ρ^* : ratio of superabundant compression reinforcement. ($A_c^* / b \cdot d$)

A_s : area of tension reinforcement.

A_c^* : superabundant area of compression reinforcement.

n : modular ratio of elasticity. (E_s / E_c)

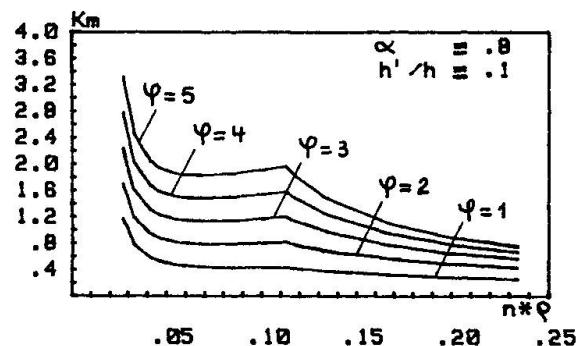
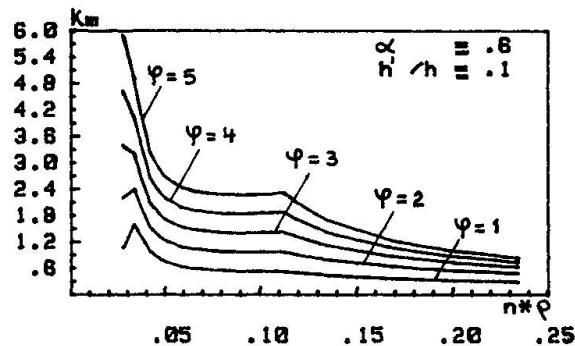


Fig. 3 Multiplier coefficient K_m .

In Fig. 4 a comparison of computed short and long-term deformations using simplified formulae and CEB method is shown. For each different structural support conditions only beams with span-to-depth ratios greater than the allowable ones have been studied. For each beam the load history represented in Fig. 2 was adopted.

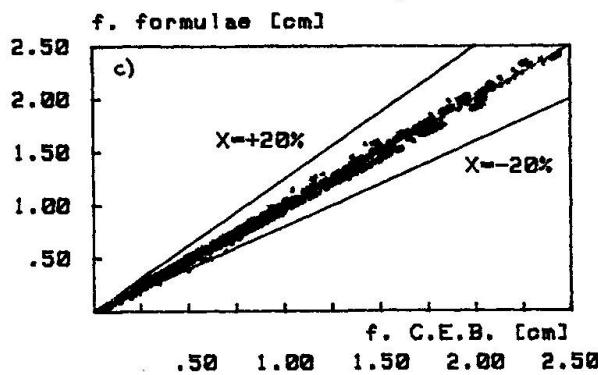
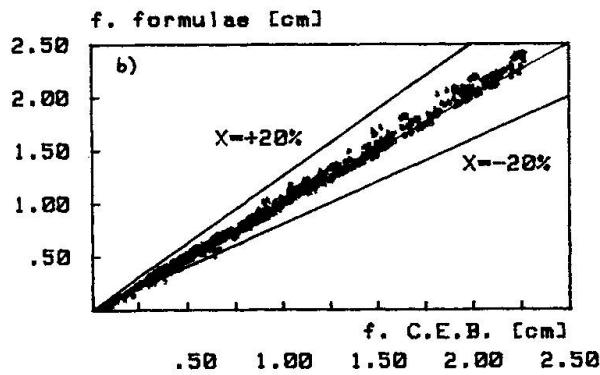
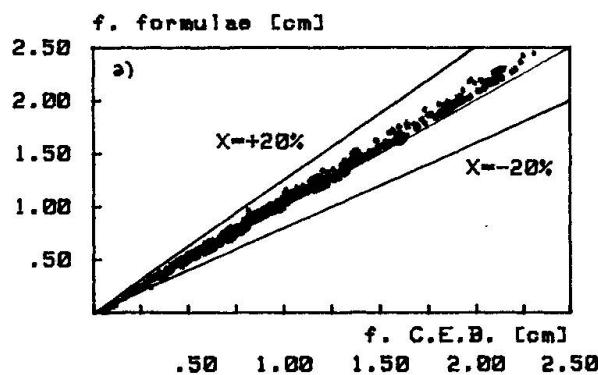


Fig. 4 Comparison of computed short and long-term deformations using simplified formulae and CEB method. a) hinged-hinged beams. b) fixed-hinged beams. c) fixed-fixed beams.



1.4 General procedure.

In recent years, several proposals have arisen, regarding constitutive equations to represent both short and long term behaviour of concrete. Less work is done in the field of numerical influence of discretization of the structure on the results of non linear analysis. This problem is important when computing deflections especially for statically indetermined structures. References [4] [5] show this influence and suggest a new approach to consider it in a more accurate way.

2. FINAL CONSIDERATIONS.

More experimental research is needed to improve this proposal, especially regarding allowable deflections for members supporting non structural elements and their load history, principally during construction stage.

The authors know that the different hypothesis assumed may be submitted to revision, but consider that the general scheme of this proposal can be useful to check the serviceability limit state of deflections.

REFERENCES.

1. Díaz, L., Corres, H. "Estudio de deformaciones instantáneas y diferidas en elementos lineales de hormigón armado. Parte 2". TR4. Departamento de Estructuras. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1978.
2. CEB. "Manual on Cracking and Deformation". Bulletin D'Information № 158 - E. 1985.
3. EH-82. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Comisión Permanente del Hormigón. Madrid, 1982.
4. León, J., Corres, H. "Estudio teórico y experimental, en servicio y agotamiento de forjados unidireccionales de hormigón armado". TR3. Departamento de Estructuras. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
5. Corres, H., León, J. "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures". CIVIL-COMP 85. Proceedings of the Second International Conference on Civil and Structural Engineering Computing. Londres. 1985.

Gâchage du béton à l'eau de mer

Meerwasser für die Betonherstellung

Sea Water for the Production of Concrete



P. DAUVERGNE
CEBTP
Paris, France



M. SEGUIN
CEBTP
Paris, France



P. POITEVIN
Spie Batignolles
Paris, France

RÉSUMÉ

L'eau de mer est encore quelquefois utilisée au voisinage du littoral français pour gâcher mortiers et bétons, mais outre-mer dans les régions côtières ou dans les îles, l'approvisionnement d'un chantier en eau douce est bien souvent fort coûteux et l'on peut se demander si l'interdiction d'utiliser l'eau de mer formulée par beaucoup de cahiers des charges est justifiée.

ZUSAMMENFASSUNG

Entlang der französischen Küsten wird manchmal noch Meerwasser für die Fertigung von Mörtel oder Beton verwendet. In Uebersee, wo das Süsswasser in Küstengebieten und auf den Inseln oft sehr kostspielig ist, scheint es fraglich, ob das Verbot, Meerwasser zu verwenden, gerechtfertigt ist.

SUMMARY

Sea water is still used, but not often, along the French coasts for mortar and concrete ; however, overseas near the coast or on the islands the supply of fresh water is often very costly and it is natural to question the prohibition of the use of sea water which many specifications impose.



1. INTRODUCTION

Depuis que l'on a confectionné du béton dans des chantiers ouverts en bordure du rivage, on a souvent gâché à l'eau de mer, au Laboratoire maritime de La Rochelle jusque tout récemment n'a-t-on pas gâché ainsi les éprouvettes destinées à éprouver les ciments dits "prise-mer" ?

La légitimité de cette pratique a été discutée et contestée dès qu'il s'est agi de réaliser des ouvrages armés et non plus des blocs ou des murs. Mais c'est surtout l'adjonction de chlorure de calcium en période hivernale ou en préfabrication qui a donné lieu à de nombreuses polémiques pas toujours étayées sur une expérimentation rigoureuse. De fait cet accélérateur efficace et économique a été progressivement abandonné, banni de la pratique par une succession de barrières réglementaires en France comme dans certains pays étrangers, bien que l'utilisation correcte de cet adjuvant n'ait donné lieu qu'à très peu de mécomptes.

A.W. Hill, directeur de la recherche à la CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION déclarait en 1963 au IVème Congrès du béton manufacturé qu'avec une composition bien étudiée et une pièce bien exécutée (enrobage suffisant des armatures) le risque de corrosion provoqué par l'introduction de 2 % en poids du ciment de chlorure de calcium en paillettes (soit environ 1 % d'ions chlorures) n'était pas significatif.

En se basant également sur l'expérience et sur les expérimentations effectuées par les industriels concernés, le DTU 21-4 d'octobre 1977 admettait à la suite de longues discussions, comme adjuvant du béton, l'utilisation d'adjuvants chlorés dans la mesure où la teneur globale du béton en poids du ciment ne dépasserait pas 1 % d'ions chlorures pour le béton non armé et 0,65 % pour le béton armé. Ce document réglementaire, toujours en vigueur, prescrivait un ensemble de précautions dans la mise en œuvre de cet adjuvant afin d'éviter son manque d'homogénéisation dans le béton, cause principale des sinistres qui avaient discrépété ce produit.

Comme nous allons le voir, si le gâchage à l'eau de mer introduit dans le mélange en fonction du rapport E/C des teneurs en ions chlorures pouvant varier de 0,7 à 1 % du poids du ciment, le risque de répartition inégal est nul et le malaxage peut être effectué sans précautions ou surveillance particulière.

2. ÉTUDE D'OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ A L'EAU DE MER (OCÉAN PACIFIQUE)

La collaboration entre la DIRCEN (Direction d'Expérimentations Nucléaires) et l'ARBEM (Association pour la Recherche du Béton en Mer) a permis la réalisation de cette étude par l'examen d'ouvrages réalisés depuis une vingtaine d'années. Ces constructions ont généralement nécessité l'emploi de granulats coralliens, de ciment "prise de mer" gâchés avec l'eau de l'Océan Pacifique ou des lagons.

2.1 Sélections des ouvrages

Une première reconnaissance a été réalisée par le responsable du Laboratoire des Travaux Publics de Polynésie, sis à Papeete, de manière à déterminer la faisabilité d'une telle étude sur les sites proposés.

Une sélection des ouvrages les plus représentatifs, eu égard à leur accessibilité et aux possibilités d'investigations, liées à des contraintes particulières dépendantes des activités sur les sites, a permis d'en retenir définitivement six sur l'Atoll A, datant de 1965 à 1970 et dix sur l'Atoll B, généralement plus récents, les dernières réalisations datant de 1983.



Ces ouvrages comprennent différents types de construction et sont constitués de murs, d'éléments de quai, de bollards, de digues, de massifs et de blockhaus.

Leur aspect et leurs taux apparents de dégradation sont très variables, allant pratiquement de la ruine à un comportement satisfaisant.

2.2 Investigations in situ

Les investigations réalisées sur le site ont été soit destructives, soit semi-destructives, la plupart des ouvrages étant encore en service. Elles se répartissent de la manière suivante :

2.2.1 Examens et essais non destructifs

- Aspect d'ensemble de l'ouvrage (dans la mesure du possible, photographie)
- Auscultation dynamique (en fonction de l'accessibilité)
- Mesure du potentiel électrochimique des armatures
- Mesure de l'épaisseur de recouvrement des aciers.

2.2.2 Essais semi-destructifs

- Prélèvement de poudre de béton en fonction de la profondeur
- Prélèvement de carottes de béton au droit des zones inspectées
- Prélèvement des matériaux de base (granulats, ciment, eau de gâchage)

2.3 Essais de laboratoire

Les prélèvements effectués sur chaque ouvrage sont destinés à déterminer en laboratoire, les caractéristiques des bétons et plus particulièrement, les suivantes :

- Sur poudre (prélevée à la perceuse à diverses profondeurs) :
Teneur en ciment, en chlorures et en sulfates.
- Sur carottes :
Résistance mécanique, chlorures en fonction de la profondeur, analyse chimique pour reconstitution du dosage, densité, compacité, porosité.

2.4 Conclusions provisoires

La synthèse de l'ensemble des résultats obtenus est actuellement en cours. Toutefois, il est déjà possible d'en tirer quelques renseignements qui seront très certainement confirmés lors de conclusions générales :

Le comportement des ouvrages est très variable, mais ne semble pas lié directement au fait que le béton ait été gâché à l'eau de mer. La composition du béton et, d'une manière plus générale, le recouvrement des aciers sont les critères prépondérants.

La comparaison de la tenue de constructions réalisées depuis 5 ans, l'une à l'eau de mer, l'autre à l'eau douce, et exposées dans les mêmes conditions, est à cet effet significative. Des désordres locaux se sont manifestés sur chacun de ces ouvrages et se matérialisent par des coulures de rouille et des fissurations, uniquement lorsque la couverture de béton est faible et inférieure à 2 cm.



Les teneurs en chlorures sont très élevées et comprises entre 2 % et 10 % par rapport au ciment et, conséquemment, ne résultent pas uniquement de l'eau de gâchage, mais également d'une pénétration consécutive au milieu ambiant.

Par contre, il est bien certain que lorsque l'examen des caractéristiques du béton met en évidence une qualité médiocre, parfois inadaptée au type d'ouvrage, la présence de chlorures est particulièrement défavorable et entraîne une accélération des désordres.

Les ouvrages les plus exposés au contact direct avec l'eau de mer et soumis aux embruns ont un comportement satisfaisant malgré des teneurs en chlorure très élevées même au niveau du 1er lit d'armatures.

Deux réalisations, l'une ayant plus de 20 ans (Bollard), l'autre ayant 10 ans (mur Océan) et dont les armatures ont un recouvrement supérieur à 4 cm ne présentent aucun désordre.

Dans tous les cas de dégradation consécutive à la corrosion des armatures, la carbonatation du béton atteint ces dernières quelle que soit leur profondeur.

Cette carbonatation n'est pas fonction du temps de vieillissement, mais plus spécifiquement de la qualité du béton. Des bétons de plus de 20 ans ont une profondeur de carbonatation inférieure à 5 mm, d'autres du même âge ou beaucoup plus récents (moins de 5 ans), sont carbonatés sur 1 cm.

En règle générale, il semble ressortir de cette étude que le gâchage du béton à l'eau de mer dans cette région et avec les matériaux locaux, sable et granulats coralliens et ciment "prise mer", n'est pas préjudiciable à sa durabilité. Les paramètres les plus importants à prendre en compte sont, à notre avis, la qualité du béton et le recouvrement des aciers.

3. LE CAS DU PONT D'IDDO A LAGOS : BÉTON PRÉCONTRAINTE

En 1957 a été construit, à LAGOS, un pont routier biais à 3 travées à poutres préfabriquées pour franchir un réseau de voies ferrées. Ces poutres précontraintes, par câbles, ont été coulées avec un béton dosé à 450 Kg/m³ de ciment Portland ordinaire adjuvanté avec 2 % en poids de ciment de chlorure de calcium en paillettes, soit environ $0,5 \times 0,02 \times 450 = 4,5$ Kg d'ions chlorures par m³ de béton.

Dans un article publié dans les *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (may 1959), Tom RIDLEY, résident engineer d'OVE ARUP & Partners, expose les raisons de cette utilisation ainsi que les résultats des essais qui montrent que le gain de résistance à 28 jours a été de 25 % (36,5 MPa sur cubes avec E/C = 0,40 température moyenne 27° C à l'ombre). Ce tablier visité en 1977, soit vingt ans après sa mise en service, à l'occasion de la démolition des travées en béton armé, afin d'élargir les routes bordant la voie ferrée, ne présentait pas de désordres.

4. GACHAGE A L'EAU DE MER ET RÉGLEMENTATION

Un état de la question a été préparé pour le projet ARBEM par C. Rousseau (C.E.B.T.P.) en 1984. Cette étude comporte une bibliographie exhaustive et la description de plusieurs cas concrets ; bornons-nous à examiner quelques applications caractéristiques de bétons comportant un dosage important de chlorures à la fabrication.

4.1 Bétons pour blocs de défense côtière (tétrapodes, accropodes)

La spécification de SOGREAH reste : dosage en ciment "prise-mer" 300 Kg/m³, rapport eau/ciment de 0,50. On voit qu'en utilisant des granulats marins non lavés apportant environ 50 l d'eau de mer par m³ la totalité de l'eau d'apport peut être de l'eau de mer, soit 100 l/m³ en négligeant les chlorures que pourrait apporter le ciment et en utilisant de l'eau de l'Atlantique à 20 g/l d'ions chlorures, on arrive à $(50 + 100) \times 20 = 3000 \text{ g/m}^3$ soit 1 % du poids du ciment.

4.2 Béton armé

Pour un ouvrage construit au voisinage de la mer mais non exposé directement à la mer : le dosage en ciment (environnement marin) sera, d'après une circulaire du Service des ports maritimes, de 700/D 1/5 soit de 385 Kg/m³ pour D = 20 mm, la teneur en ions chlorures du béton ne devrait pas dépasser $0,65 \times 385/100 = 2,275 \text{ Kg}$. Avec un rapport eau libre/ciment de 0,50 et une teneur des granulats en eau libre de 50 l/m³ dans le cas le plus fréquent de granulats terrestres (concassés d'une carrière ouverte pour les besoins du chantier, par exemple) donc exempts de chlorures, on devrait apporter $385 \times 0,50 - 50 = 142,5 \text{ l}$ d'eau, donc ici $142,5 \times 20 = 2850 \text{ g}$ d'ions Cl, soit 0,74 % d'ions Cl, ce qui est supérieur à la limite du DTU 21.4, mais ne nécessite pas les précautions particulières imposées par ce règlement. Les résultats de l'enquête effectuée sur les atolls montrent que si l'on respecte par ailleurs les règles de l'art, on ne court pas grand risque...

4.3 Béton armé exposé directement à la mer (immersion partielle permanente)

Il n'en serait pas de même pour un tel béton, puisque surtout dans la zone de marnage, l'enrobage des armatures (40 mm pour des granulats de 20 mm) serait rapidement saturé de chlorures, et en outre exposé à des alternances d'humidification/dessication désastreuses.

4.4 Utilisation de granulats marins non lavés

Leur teneur en chlorures est proportionnelle à leur teneur en eau libre c'est-à-dire en eau de mer. Pour un béton dosé à 350 Kg de ciment par m³ et comportant 180 l d'eau libre et gâché à l'eau douce, pour 80 l d'eau de mer que peuvent apporter les granulats, on introduit 1 600 g d'ions chlorures, soit 1,6/350 donc 0,46 % du poids du ciment, ce qui reste admissible dans la mesure où l'ouvrage en question n'est pas directement exposé à la mer.

5. CONCLUSION

En dehors d'une certaine réduction du temps de prise, l'utilisation d'eau de mer pour le gâchage des bétons ne présente d'inconvénients que pour les bétons armés et du seul point de vue – à vrai dire très important – de leur durabilité. Il est donc déconseillé d'utiliser l'eau de mer pour le gâchage sans une étude sérieuse de la composition (dosage, nature du ciment, E/C) et de l'environnement de l'ouvrage. Dans bien des cas, l'utilisation d'un ciment adapté (teneur en aluminate tricalcique comprise entre 7 et 10 %), d'un adjuvant réducteur d'eau, permettront de gâcher en totalité ou en partie (dilution) à l'eau saumâtre des lagunes côtières ou même à l'eau de mer.

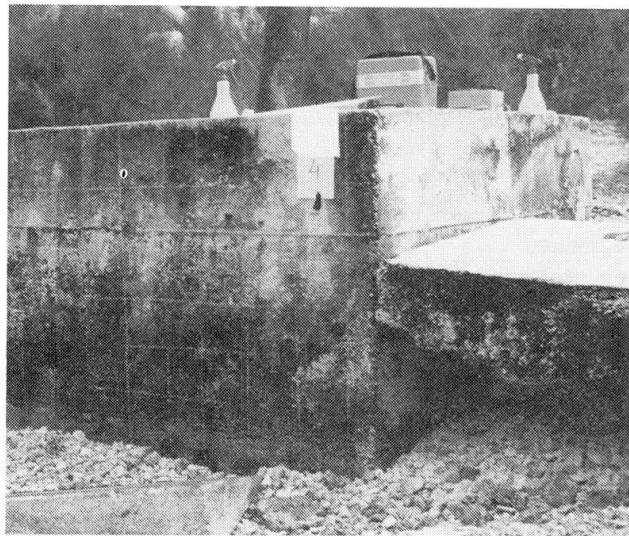


Fig. 1 Vue d'ensemble d'un bollard
Bordure Lagon (réalisation 1966)

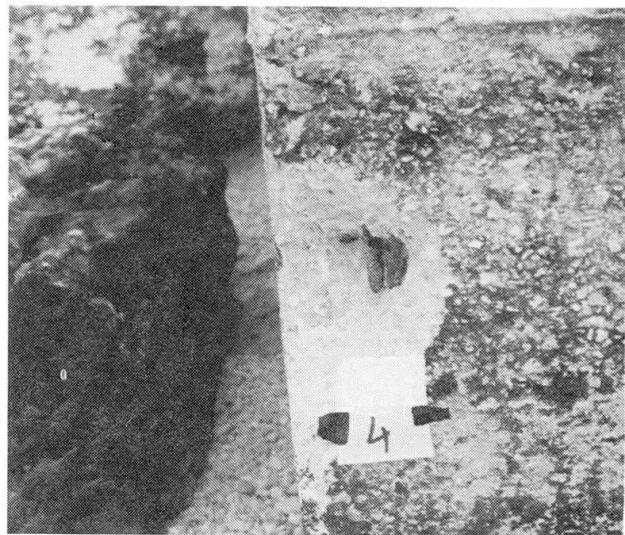


Fig. 2 Détail d'une armature
Recouvrement 4 cm – acier sain

Les auteurs remercient le directeur de la DIRCEN et P. Ozanne, chef du projet ARBEM, de les avoir autorisés à faire état de l'étude entreprise sur les ouvrages du Pacifique.

Leakage of Gas through Cracked Concrete Walls

Fuite de gaz à travers une paroi en béton fissuré

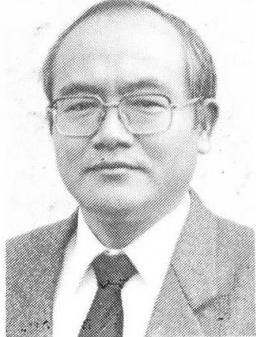
Gasaustritt aus gerissenen Betonwänden

Toshiro SUZUKI
Professor
Tokyo Inst. of Techn.
Tokyo, Japan



Toshiro Suzuki, born 1936, received his doctor's degree from the University of Tokyo in 1963. He was awarded the Prize of the Architectural Institute of Japan for his studies on steel structures in 1981.

Katsuki TAKIGUCHI
Assoc. Prof.
Tokyo Inst. of Techn.
Tokyo, Japan



Katsuki Takiguchi, born 1945, received his doctor's degree from Tokyo Inst. of Techn. in 1972. His main research field is concrete structures.

Yutaka IDE
Grad. student
Tokyo Inst. of Techn.
Tokyo, Japan

Katsuji KIMURA
Gen. Mgr
Str. Eng. Dep.
Tokyo Construction Co. Ltd
Tokyo, Japan

SUMMARY

Basic experiments were carried out on gas leakage through a cracked concrete wall. The leakage rate of gas through a crack in a concrete wall was formulated as a function of the crack width, the differential pressure and the wall thickness.

RÉSUMÉ

Des essais fondamentaux ont été faits concernant la fuite de gaz à travers une paroi en béton fissuré. Le taux de fuite du gaz a été formulé en fonction de la largeur de la fissure, de la pression différentielle et de l'épaisseur de la paroi.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wurden grundlegende Versuche über den Gastransport durch gerissene Betonwände durchgeführt. Der Gasaustritt aus einem Riss wird als Funktion der Rissbreite, des Differentialdruckes und der Wandstärke dargestellt.



1. INTRODUCTION

The air-tightness of concrete walls is important for nuclear-related facilities. A concrete wall has very high probabilities of developing cracks due to shrinkage, seismic forces or other factors. It is therefore essential to be able to predict the amount of gas which will leak through a cracked concrete. This paper discusses the degree of gas leakage through a cracked concrete wall. Basic experiments were carried out on gas leakage through a cracked concrete wall. The experiment was conducted using oxygen gas as the gaseous body, and was based on parameters consisting of the width of the crack, the thickness of the wall, the pressure differential across the wall, and the material of concrete. In this experiment, a single tensile crack was produced in an experimental wall. This paper discusses slower gas flow than that discussed in the references 1 and 2.

2. EXPERIMENT

Eleven specimens listed in Table 1 were fabricated and tested. The specimen named 15G was made for leakage test of an idealized crack. The idealized crack was made by using two parallel glass plates.

Table 1 List of specimens

Name	Wall Thickness	Concrete	Fine Aggregate	Coarse aggregate
60-A-1	60 (cm)	A	Sand 5 (mm)	Crushed Gravel 10~20 (mm)
60-A-2	60 (cm)			
30-A-1	30 (cm)			
30-A-2	30 (cm)			
15-A-1	15 (cm)			
15-A-2	15 (cm)			
30-B	30 (cm)	B	Sand 2.5 (mm)	Crushed Gravel: 10~25 (mm)
30-C	30 (cm)			Crushed Gravel: 2.5~15 (mm)
15-D	15 (cm)			Spherical Aluminum: D=24.8 (mm)
15-E	15 (cm)			Cubical Aluminum: 20~20~20 (mm)
15G	15 (cm)	Specimen for leakage test of idealized crack. Idealized crack was made of two parallel glass plates.		

Table 2 Mix proportion of the concrete A

W/C (%)	Mix Proportion (kg/m ³)					Slump (cm)
	Water	Cement	Fine Agg	Coarse Agg	Admixture	
39.0	163	418	718	1023	1.045	8

Table 3 Mix proportion of the concrete B and the concrete C

W/C (%)	Mix Proportion (kg/m ³)					Slump(cm)
	Water	Cement	Fine Agg	Coarse Agg	Admixture	
41.4	170	411	883	938	—	20 15

Table 4 Mix proportion of the concrete D and the concrete E

W/C (%)	Mix Proportion (kg/m ³)					Slump(cm)
	Water	Cement	Fine Agg	Coarse Agg	Admixture	
39.1	156	400	1100	788	—	15 20

The mix proportion of the concrete A is shown in Table 2, the concrete B Table 3, the concrete C Table 3, the concrete D Table 4, and the concrete E Table 4. The sieve analysis curves of the aggregates used in the concrete A and the concrete B and C are shown in Fig.1. Two types of aluminum model gravel were used in the concrete D and E, spherical aluminum of 24.8 mm diameter in the concrete D, and cubical aluminum of 20x20x20 mm in the concrete E.

The specimen and the testing set up are illustrated in Fig.3. The specimen was notched so that a single crack would occur along the notch. Each specimen was prestressed with four PC bars at four corners of the specimen not to be cracked before testing. PC bars were also used to control the crack width during the leakage test.

Both notched sides of the specimen were gas proofed with gum, and two pressure boxes were set on the flat sides.

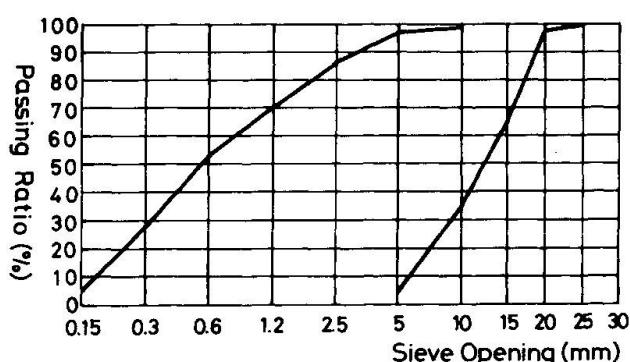


Fig.1 Sieve analysis curve of the concrete A

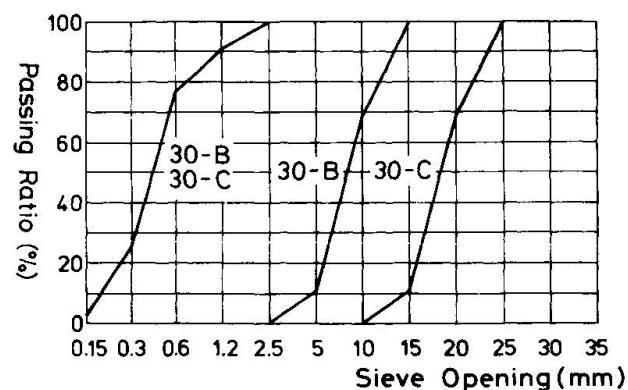


Fig.2 Sieve analysis curve of the concrete B and the concrete C

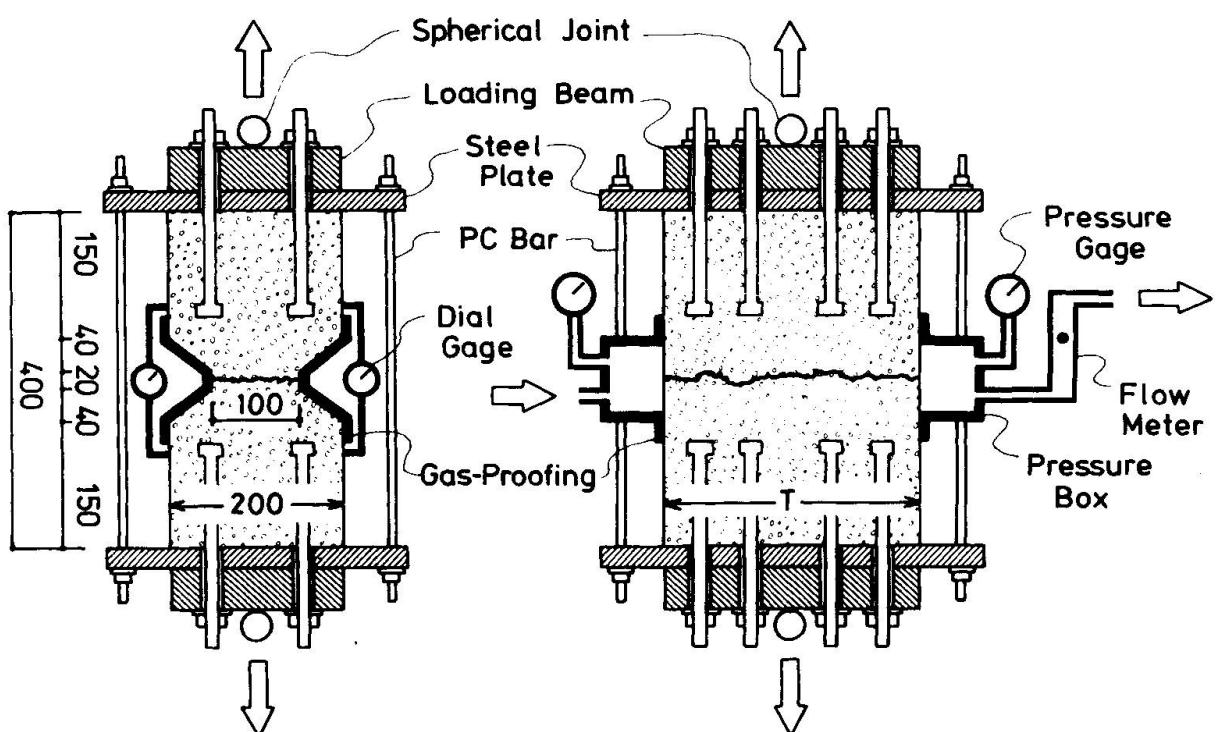


Fig.3 Specimen and testing set up

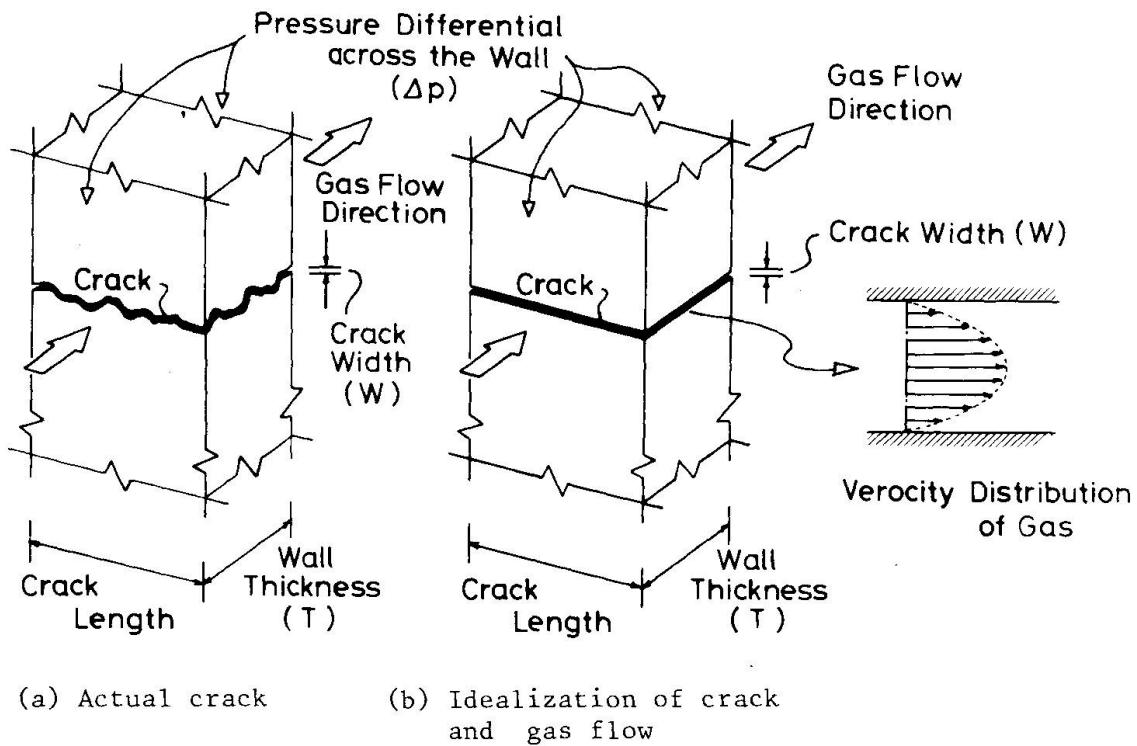


Fig.4 Idealization of crack and gas flow

Crack width was measured with four dial gages attached to four corners of the specimen. By fastening or loosing of PC bars, crack width was controlled till the values of four dial gages were almost equal.

After gas proofing was confirmed, the gas leakage test was carried out. The leakage rate Q was measured with the flow meters connected to the out flow pressure box.

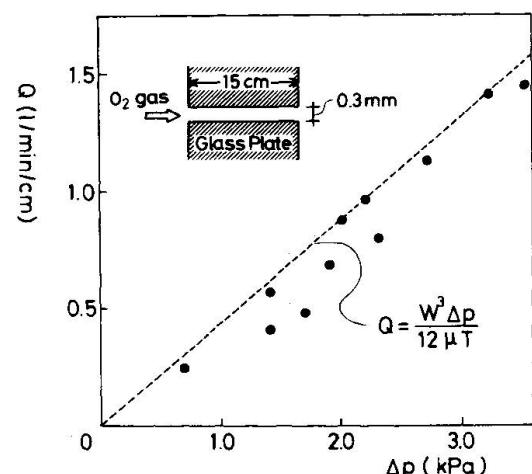
3. EXPERIMENTAL RESULTS

Assuming that the crack surfaces are parallel plates and gas flow is slow as illustrated in Fig.4, the gas leakage rate can be expressed by equation (1) as two dimensional Poiseuille's flow

$$(1) \quad Q = (1/12)W^3\Delta p/(\mu T)$$

where Q is leakage rate
 W is crack width
 Δp is pressure differential
 T is wall thickness
 μ is viscosity of gas

Fig.5 Relationship between Q (leakage rate) and Δp (pressure differential) of the specimen 15G



Leakage test of an idealized crack was carried out using the specimen 15G under the condition that W (crack width) was 0.3 mm and T (wall thickness) was 15 cm. The leakage test results of the specimen 15G are plotted in Fig.5. The experimental results coincided with equation (1) indicated by a dotted line.

Actual crack surfaces of the concrete are shown in Figs.6 - 10 and are far different from idealized one. The leakage test results of the concrete specimens, however, were arranged to the form of equation (2).

$$(2) \quad Q = \alpha W^3 \Delta p / (\mu T)$$

Finally, the experimental results of all the concrete specimens could be described by equation (3).

$$(3) \quad \begin{aligned} \alpha &= 2.04 \times 10^{-1} W + 3.06 \times 10^{-3} && \text{(concrete A)} \\ \alpha &= 1.16 \times 10^{-2} && \text{(concrete B)} \\ \alpha &= 1.46 \times 10^{-1} W + 0.34 \times 10^{-3} && \text{(concrete C)} \\ \alpha &= 4.18 \times 10^{-1} W + 5.44 \times 10^{-3} && \text{(concrete D)} \\ \alpha &= 3.50 \times 10^{-1} W + 2.04 \times 10^{-3} && \text{(concrete E)} \end{aligned} \quad \text{unit of } W: \text{cm}$$

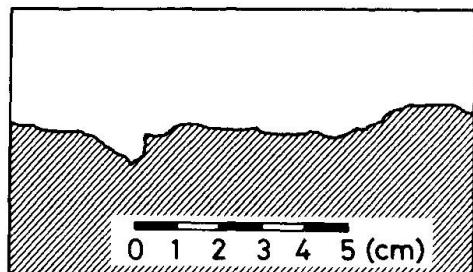


Fig.6 The crack surface of the concrete A

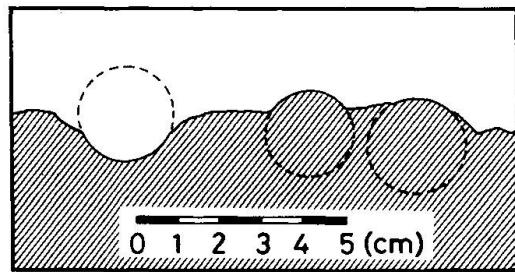


Fig.9 The crack surface of the concrete D

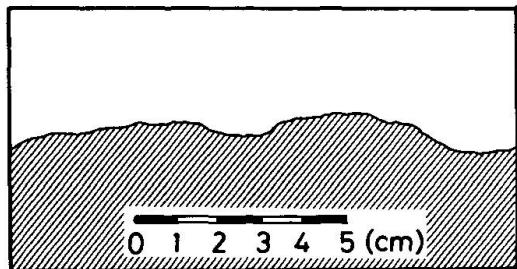


Fig.7 The crack surface of the concrete B

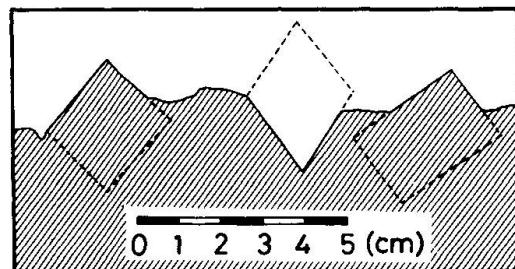


Fig.10 The crack surface of the concrete E

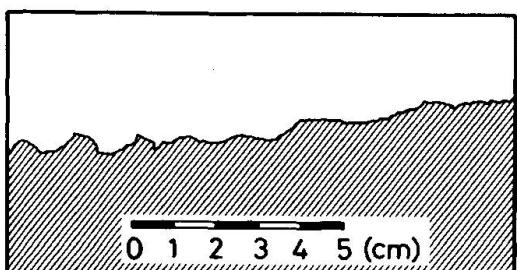


Fig.8 The crack surface of the concrete C

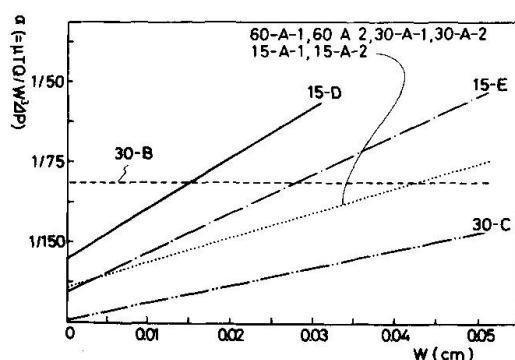


Fig.11 Relationship between $\alpha = \mu T Q / (W^3 \Delta P)$ and W



The equation (3) is graphically represented in Fig.11. With regard to the concrete A(specimens 60-A-1,60-A-2,30-A-1,30-A-2,15-A-1, and 15-A-2), comparison of leakage rate calculated by equations (2) and (3) and measured values is shown in Figs.12 and 13. It can be concluded that the equations (2) and (3) are satisfactorily accurate.

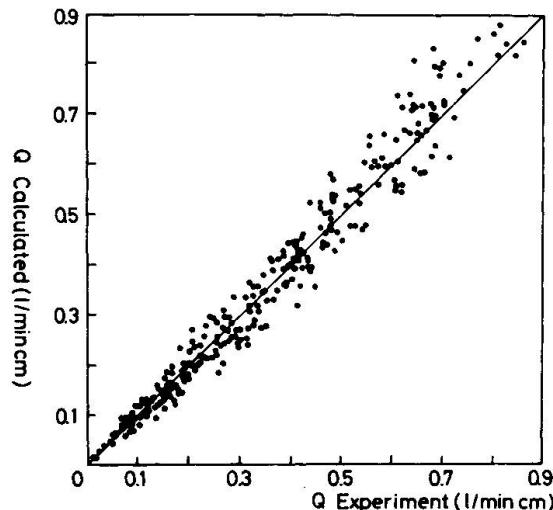


Fig.12 Relationship between Q calculated by eq.(2) and Q measured (60-A-1,60-A-2,30-A-1,30-A-2, 15-A-1,15-A-2)

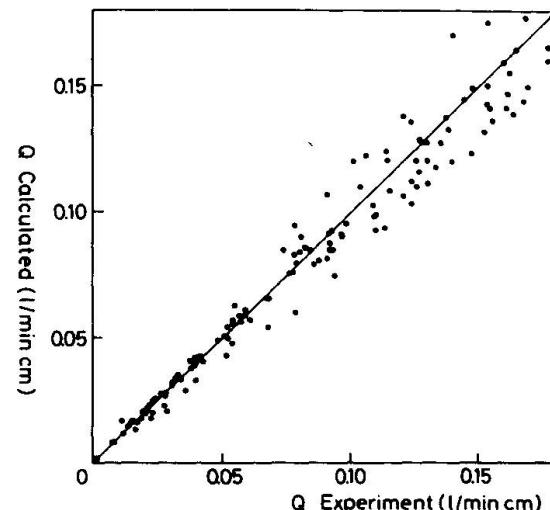


Fig.13 Relationship between Q calculated by eq.(2) and Q measured (60-A-1,60-A-2,30-A-1,30-A-2, 15-A-1,15-A-2)

4. CONCLUSIONS

- 1) Gas leakage rate through a crack of the concrete wall can be estimated by equation (2), when the gas flow is relatively slow.
- 2) To say the least, in the range of $0.8 \times 10^5 \text{ Pa} \leq p$ (absolute pressure) $\leq 1.2 \times 10^5 \text{ Pa}$, of Δp (pressure differential) $\leq 0.2 \times 10^5 \text{ Pa}$ and of Re (apparent Reynolds' number) $\leq 10^2 \text{ Pa}$, equation (2) is applicable. $Re = 2\rho Q/\mu$, where ρ is the density.
- 3) The coefficient α in the equation (2) can be defined as a function of W . The coefficient function α depends on the irregularities of the crack and the roughness of the surface. The different function α should be defined for the different concrete.
- 4) The coefficient function α could be defined by the equation (3) for each concrete used in this experiment.

REFERENCES

1. Rizkalla,S.H.,Lau,B.L., and Simmonds,S.H., Air Leakage Characteristics in Reinforced Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering Vol.110, No.5, May, 1984, pp. 1145-1165.
2. Tinker,J.,Del Frate,R., and Rizkalla,S.H., The Prediction of Air Leakage Rate through Cracks in Pressurized Reinforced Concrete Containment Vessels. Transactions of the 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol.J(J1/7), 1985, pp. 25-30.
3. SUZUKI, T., and TAKIGUCHI, K., Leakage of Gas through Cracked Concrete Walls. The 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 1987.
4. SUZUKI, T., and TAKIGUCHI, K., Fundamental Experiments on the Leakage of Gas through Cracked Concrete Walls. Transactions of Architectural Institute of Japan No.373, March, 1987 (in Japanese).

Bemessungskonzept für Last und Zwang im Massivbau

Design Concept for Reinforced Concrete under Loads and Imposed Deformations

Dimensionnement des structures en béton sous charges et déformations imposées

Manfred PUCHE

Dipl. - Ing.
TH Darmstadt
Darmstadt,
Bundesrep. Deutschland



Gert KÖNIG

Prof. Dr.
TH Darmstadt
Darmstadt,
Bundesrep.



Ekkehard FEHLING

Dipl. - Ing.
TH Darmstadt
Darmstadt,
Bundesrep.



Manfred Puche, geboren 1956, Diplom Bauingenieurwesen der TU Berlin, 1982. Zunächst Mitarbeit im einem Technischen Büro der Firma Hochtief, seit 1984 als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau tätig.

Gert König, geboren 1934, studierte an der TH Darmstadt Bauingenieurwesen und erwarb 1960 das Diplom. Seit 1971 ist er beratender Ingenieur VBI, seit 1972 Prüfingenieur für Bausstatik. 1975 wurde er an die Technische Hochschule Darmstadt berufen.

Ekkehard Fehling, geboren 1959, studierte an der TH Darmstadt Bauingenieurwesen und erwarb 1983 das Diplom. Seit 1983 Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau.

ZUSAMMENFASSUNG

Die unterschiedlichen Wirkungen von Last und Zwang auf das Tragverhalten von duktilen Stahlbetonbauwerken wird dargestellt. Eine wirtschaftliche und dauerhafte Bemessung hat die vorgestellten Aspekte zu berücksichtigen. Insbesondere bei dicken Bauteilen unter Zwangbeanspruchung kann die Bewehrungs menge erheblich reduziert, bzw. der Stahldurchmesser vergrößert werden.

SUMMARY

The different effects of load and restraint on the behavior of ductile reinforced concrete members are presented. The aspects of economic and durable design have to be paid attention ; therefore, especially when designing large RC members under restraint, the amount of reinforcement could be reduced, or the maximum bar diameter enlarged.

RÉSUMÉ

L'article présente les différents effets des charges et des contraintes sur le comportement ductile des constructions en béton armé. Un dimensionnement économique et durable doit tenir compte de ces aspects. Dans les éléments de grande épaisseur, sous contrainte, la quantité d'armature peut être réduite ou le diamètre de l'acier passif peut être augmenté.



1. PROBLEMSTELLUNG

Die unbedachte Anwendung der derzeit gültigen Stahlbetonvorschriften führt insbesondere bei dicken Bauteilen mit überwiegender Zwangbelastung zu unwirtschaftlichen Bewehrungsmengen. Gründe hierfür sind :

- Ihr duktiles Tragverhalten auf Zug wird nicht angemessen berücksichtigt,
- Es werden zum Nachweis der Gebrauchsfähigkeit Rißbreitenformeln verwendet, die die Rißmechanik dicker Bauteile nicht berücksichtigen,
- Abschätzbare Vorschädigungen durch Eigenspannungen (Hydratation, Witterungseinfluß) werden nicht angesetzt.

Dem Anwender der Vorschriften bleibt weiterhin verborgen, daß durch Zwang ausgelöste Schnittkräfte mit denen aus Last nicht vergleichbar sind [1].
Betrachtet man die einschlägigen Normenwerke, so behandelt allein der Vernehmlassungsentwurf der SIA 162 Zwang als ein geometrisches Problem.

2. AUSWIRKUNGEN VON ZWANGSBEANSPRUCHUNGEN AUF DIE TRAG- UND GEBRAUCHSFÄHIGKEIT

Duktile Baustoffe wie Stahlbeton weisen im Gegensatz zu ideal elastischen Werkstoffen unter Zwangbelastungen 'signifikante Unterschiede auf :

- Zwängungen haben keinen Einfluß auf die Größe der Traglast, sofern genügend Verformbarkeit gewährleistet wird.
- Die Grenzen einer zulässigen Zwangbelastung werden durch angestrebte Grenzwerte der Verformungen am Einzelbauteil (Rißbreiten) bestimmt. Diese Grenzen sind im Rahmen der Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit einzuhalten.

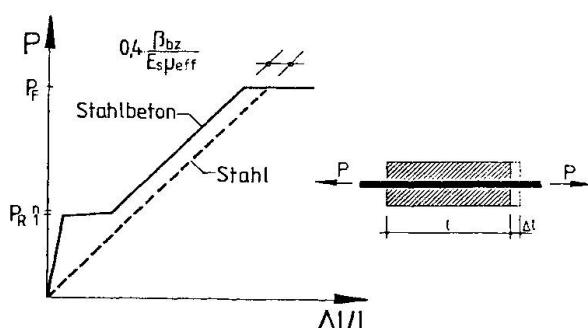


Fig.1 Last-Verformungs-Verhalten eines zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlbetonstabes

Beim Stahlbetonstab kommt folgende Besonderheit dazu : Das Last-Verformungs-Verhalten weist zwei "Fließplateaus" auf, von denen das erste durch Erstrißbildung (unterhalb des abgeschlossenen Erstrißbildes) und das zweite durch Fließen der Bewehrung bedingt ist (Fig. 1).

Da in höchstbeanspruchten Bereichen von Stahlbetonbauteilen die Rißschnittgrößen bereits unter Gebrauchslasten erreicht oder überschritten werden, treten hier, anders als bei ideal elastisch - ideal plastischem Werkstoffverhalten, Schnittgrößenumlagerungen und Abbau von Zwangbeanspruchungen schon weit unterhalb der Traglast auf.

Will man diese geschickt ausnutzen, so ist bei der konstruktiven Durchbildung die Mindestforderung zu stellen :

- Die "plastischen" Verformungen des ersten Fließplateaus, die i. w. durch das Öffnen von Rissen entstehen, sollten durch möglichst viele kleine "Beiträge" zustande kommen, um klaffende Risse zu vermeiden. Bei dicken Bauteilen gilt diese Forderung nur für die Bauteilloberfläche, während im Inneren des Bauteils auch breitere Sammelrisse toleriert werden können.

Aus dieser Mindestforderung können konstruktive Regeln abgeleitet werden, die die Bestimmung maximaler Durchmesser der Bewehrung in Abhängigkeit von der erforderlichen Verformung zum Abbau des Zwanges erlauben.

3. BERÜCKSICHTIGUNG VON VORSCHÄDIGUNGEN DURCH EIGENSPANNUNGEN

Eigenspannungen werden an dicken Bauteilen insbesondere durch

- Hydratation
- ungleiches Schwinden
- Wetterwechselwirkungen

hervorgerufen. Ausgehend von einem Riß bauen sich die Zugeigenspannungen am Querschnittsrand wieder auf und erzeugen so ein regelmäßiges Rißbild. Die Rißabstände hängen i.w. von der Querschnittsdicke d und der Güte des verwendeten Betons ab, sie liegen in der Größenordnung von 20 bis 40 cm; die eingelegte Bewehrung hilft mit, die Rißabstände weiter zu verringern [2]. Die Rißbreiten bleiben aufgrund der begrenzten Rißabstände im Mittel unter 0,1 mm. Dadurch ist der wirksame Querschnitt um ca. 30 % reduziert. Eine Mindestbewehrung, die sich nur auf die Größe der Rißlast bezieht, kann in der gleichen Größenordnung reduziert werden.

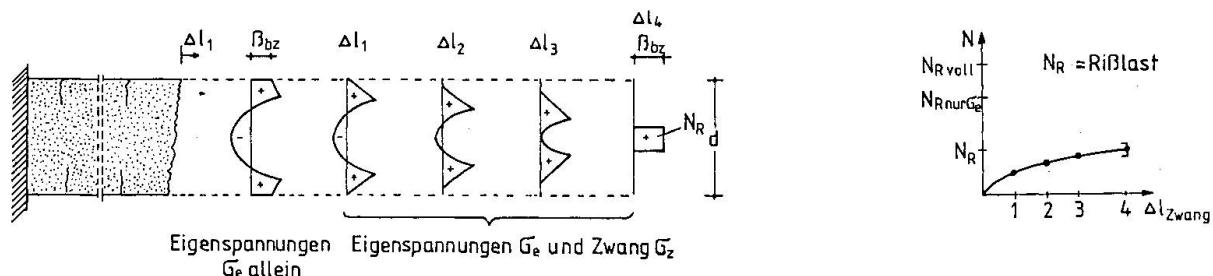


Fig. 2 Kombinierte Beanspruchung aus Eigenspannungen und Zwang



Betrachtet man die in der Praxis auftretende kombinierte Beanspruchung aus Eigenspannungen und Zwang, so kann eine Reduktion der Rißlast um bis zu 60 % erreicht werden. Ursache für diese hohe Abminderung ist der aus den Eigenspannungen resultierende Spannungsgradient. Mit zunehmender Zwangverformung wird der Querschnitt, ausgehend von den Randbereichen allmählich aufgerissen; es tritt nie die volle Rißlast auf (Fig. 2).

4. KRITERIEN DER BEMESSUNG VON STAHLBETONBAUTEILEN

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen sind überwiegend auf Last und überwiegend auf Zwang beanspruchte Bauteile zu unterscheiden [5].

Überwiegend auf Last beanspruchte Bauteile sind solche, bei denen die Lastschnittgrößen über größere Tragwerksbereiche die Rißschnittgrößen übersteigen. Bei überwiegend auf Zwang beanspruchten Bauteilen erreichen unter kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang die Lastschnittgrößen nicht die Rißschnittgrößen des Querschnitts.

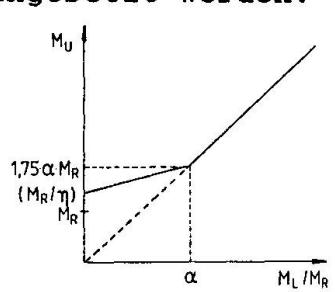
Diese Unterscheidung muß getroffen werden, soll, insbesondere bei dicken Bauteilen, nicht unwirtschaftlich oder nicht dauerhaft konstruiert werden.

4.1 Bemessung von überwiegend auf Last beanspruchten Bauteilen

Hier sorgt die bereits unter Last auftretende Rißbildung dafür, daß ein anschließender Zwang nur kleine Schnittgrößen auslöst. Es genügt hier folglich eine Bemessung auf die Lastschnittgrößen allein. Die Rißbreiten bleiben im Gebrauchszustand im Regelfall ohne Bewehrungserhöhung kontrollierbar, da die Stahldehnung über $\beta_s / E_s \cdot 1.75$ hinaus nicht merklich anwächst. Es genügt, die Bewehrung zur Rißbreitenkontrolle auf die Stahlspannung aus Lasten abzustimmen.

4.2 Bemessung von überwiegend auf Zwang beanspruchten Bauteilen

Falls der Zwang bereits die Rißschnittgrößen erreicht, ist eine Orientierung der Bemessung an den Lastschnittgrößen nicht sinnvoll. Vielmehr muß die einzulegende Bewehrung in der Lage sein, durch Öffnen vieler Risse oder kontrollierte Erstrißbildung mit unschädlichen Rißbreiten, die erforderliche Zwangverformung aufzunehmen. Ein einzelner klaffender Riß unkontrollierter Breite, der sich an einer Schwachstelle bilden kann, muß verhindert werden. Hier kann die günstige Wirkung einer Vorschädigung durch Eigenspannungen, - falls von ihr sicher ausgegangen werden kann - angesetzt werden.



$$M_R = \left(\beta_{bz} + \frac{N_R}{A_b} \right) \cdot W_b$$

M_L = Moment aus Last
 M_R = Rißmoment
 $\alpha = 1,0$ im Regelfall
 $\eta = 0,8$ vergl. [3]

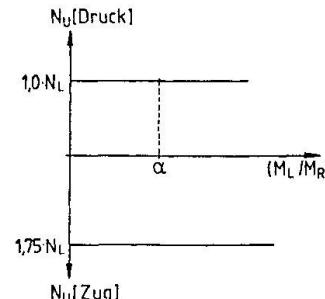


Fig. 3 Bemessungsschnittgrößen M_u , N_u in Abhängigkeit von M_L / M_R

5. SICHERSTELLUNG DER GEBRAUCHSFÄHIGKEIT

Gesucht ist der Grenzdurchmesser d_s der Bewehrung, der eine gewünschte Rißbreite w bei Einhalten einer zulässigen Stahlspannung $\sigma_{s11} = \varepsilon_{s11} \cdot E_s$ garantiert.

Nach Aufstellen der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen am Stahl und am Beton kann die Abhängigkeit $d_s = \mu_{eff}$ formuliert werden (Herleitung vergl. [4]):

$$d_s = 5 \cdot w \cdot (\tau_0 + \tau' \cdot w/4) \cdot \mu_{eff} / \sigma_{be} \cdot \varepsilon_{s11} \\ \approx 5 \cdot w \cdot (\tau_0 + \tau' \cdot w/4) \cdot E_s / \sigma_{s11} \quad (1)$$

mit w ... zul. Rißbreite, μ_{eff} ... Bewehrungsgrad, bezogen auf A_{eff} , ε_{s11} ... Stahldehnung im Riß, σ_{be} ... Betonspannung Ende Einleitungsbereich.

Das Verbundgesetz (Schlupf δ , Verbundspannung τ , Anfangswert τ_0 , Steigung τ') wurde linearisiert, der Ansatz

$$\tau = \tau_0 + \tau' \cdot \delta \quad (2)$$

ergibt zufriedenstellende Ergebnisse für die stark streuenden Verbundgesetze. Durch Einhalten der Verträglichkeit am Riß und am Einleitungsende ergibt sich unter Nutzung von (2) die einfache Lösung (1).

Die Kurvenverläufe in Fig.4 sind in zwei Abschnitten zu interpretieren. Für kleine Werte von μ_{eff} greift allein die Bedingung der Beschränkung des Einzelrißbreite (Gl.1)), es ergeben sich, unabhängig von μ_{eff} die Minimalwerte von d_s ; ein Anstieg der Kurven bei kleinen Werten von μ , wie aus frühen Diagrammen bekannt, ist physikalisch nicht möglich, hier wurde irrtümlich stets die volle Betonzugfestigkeit β_{bz} am Ende des Einleitungsbereichs unterstellt. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad im Stadium des abgeschlossenen Erstrißbildes, kann β_{bz} an Stelle von σ_{be} geschrieben werden:

$$d_s = 2 \cdot w \cdot (\tau_0 + \tau' \cdot w/4) \cdot \frac{\mu_{eff}}{\beta_{bz} \cdot (\varepsilon_{s11} - 0,6 \cdot \beta_{bz} / \mu_{eff} \cdot E_s - \varepsilon_{bz0})} \quad (3)$$

Hierbei ist ε_{bz0} die 0,6-fache Zugbruchdehnung des Betons.

Es ergeben sich die nahezu linearen Abhängigkeiten nach Fig.5.

Eine Vorschädigung durch Eigenspannungen wird hier durch eine Verminderung der wirksamen Zugfestigkeit am Rand beschrieben. Es ist jetzt eine wesentlich kleinere Kraft nötig um den Riß zu öffnen, der Bewehrungsgrad kann gesenkt, oder der Stabdurchmesser erhöht werden.

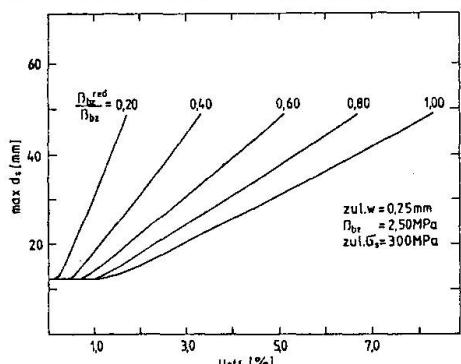


Fig.4 Zusammenhang zwischen Bewehrungsgehalt μ_{eff} und Grenzdurchmesser $\max d_s$



Die Ermittlung des effektiven Bewehrungsgrades $\mu_{eff} = v_{orh} A_s / A_{beff}$ erfordert speziell bei dicken Bauteilen besondere Überlegungen. Da es nicht nötig ist, Rißbreiten von Sammelrissen im Bauteilinnern zu begrenzen, braucht hier nur die Randzone kontrolliert zu werden. Tab.1 gibt Angaben für die Dicke d_{eff} eines solchen Randbereichs [5].

$d_{eff} = A_{beff} / b^{**}$	überwiegend Biegezwang am Zugrand	überwiegend Zugzwang am Rand	
$2 \cdot (d^{**} - h^{**})$	$\leq 20 \text{ cm}^*$	$\leq 20 \text{ cm}^*$	dicke Bau-teile
	$\leq (d-x)/3$ $\leq 20 \text{ cm}^*$ kleinerer Wert maßgebend	$\leq d/2$ $\leq 20 \text{ cm}^*$ kleinerer Wert maßgebend	dünne Bau-teile

* bedarf noch der weiteren Absicherung (vergl. [3])

** b = Querschnittsbreite, d = Querschnittsdicke, h = Nutzhöhe

Tab.1 Für Zwang maßgebende Dicke d_{eff} zur Rißbreitenbegrenzung dicker Bauteile

LITERATURVERZEICHNIS

1. Menn C., Zwang und Mindestbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau. Heft 4 1986.
2. Puche M., Eigenspannungen und Zwang im Massivbau. In: Zum Tragverhalten von Stahlbeton und Spannbeton. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 38 1986
3. König G., Zwang, Rißbreitenbegrenzung und Mindestbewehrung an dicken Bauteilen. In: Zum Tragverhalten von Stahlbeton und Spannbeton. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 38 1986
4. König, G.; Fehling, E., Crack width control and tension stiffening. In: Darmstadt Concrete, Vol.1 TH Darmstadt, 1986
5. DBV- Merkbatt: Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Deutscher Beton- Verein e.V. Wiesbaden 1986.

Fissuration et durabilité du béton partiellement précontraint

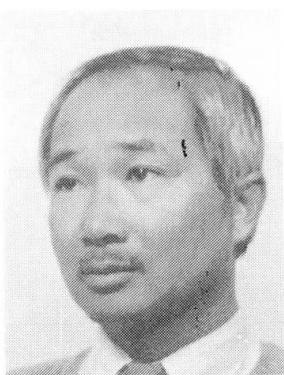
Rissbildung und Dauerhaftigkeit beim teilweise vorgespannten Beton

Cracking and Durability of Partially Prestressed Concrete

Guy TACHE
Ingénieur CNAM
SCAC CEBTP
Paris, France



Jacques TRINH
Ingénieur ENPC, Dr. ing.
SES CEBTP
Paris, France



RÉSUMÉ

La question de corrélation de la durabilité des armatures de précontrainte ou passives, avec la fissuration du béton d'enrobage, soulève encore bien des débats. Cette communication présente les résultats d'observations faites sur 2 poutres, qui étaient soumises pendant 2 ans à une atmosphère corrosive simultanément à une déformation imposée laissant les fissures ouvertes. Leur comportement fut ensuite examiné dans un essai de chargement jusqu'à rupture.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Frage des Zusammenhangs zwischen der Dauerhaftigkeit der Vorspannbewehrung bzw. schlaffen Bewehrung mit der Rissbildung in der Betonüberdeckung erregt noch manche Debatte. Dieser Beitrag berichtet über Versuche mit zwei Betonbalken, welche während zwei Jahren mit einer vorgegebenen Verformung und offenen Rissen einer korrosiven Umgebung ausgesetzt waren. Anschliessend wurde das Verhalten der Balken bis zum Bruch beobachtet.

SUMMARY

The question of the relationship of the durability of prestressing and non-prestressed reinforcement to the cracking of concrete cover still raises much debate. The paper presents results of observations done on 2 beams, which were subjected, during a 2 year period, to a corrosive atmosphere simultaneously to an imposed deformation, letting the cracks continuously open. Their actual response was then examined in a loading test up to failure.



1. INTRODUCTION

La prévention de la corrosion des armatures dans le béton a une importance évidente d'une part pour l'esthétique des parements, et d'autre part pour la pérennité même des ouvrages. A cet égard, la question de la corrélation de la durabilité des armatures passives et de précontrainte, avec la fissuration de leur béton d'enrobage soulève encore bien des débats, notamment dans l'actuelle recherche des exigences pour les états-limites de service du béton partiellement précontraint (b.p.p.). [1.2] Des observations ont été effectuées, durant 2 ans, sur 2 poutres partiellement précontraintes identiques, exposées à une atmosphère corrosive tout en étant soumises à une déformation de flexion imposée en stade fissuré.

2. ÉTUDE RÉALISÉE

2.1 Corps d'épreuve

La figure 1 présente les caractéristiques principales de coffrage et de ferraillage des corps d'épreuve, ainsi que le schéma mécanique d'application des charges. On a employé comme armature passive : 2 barres TORSID Ø 16 mm ($f_{sy} = 490$ MPa ; $f_{sr} = 580$ MPa) ; pour celle de la post-contrainte : un câble 3 T 13 ($\sigma_{po} = 1000$ MPa ; $f_{po,1} = 1690$ MPa, et $f_{pr} = 1900$ MPa). Le câble est disposé dans une gaine souple en feuillard métallique, remplie par un coulis de ciment après la mise en précontrainte de la poutre.

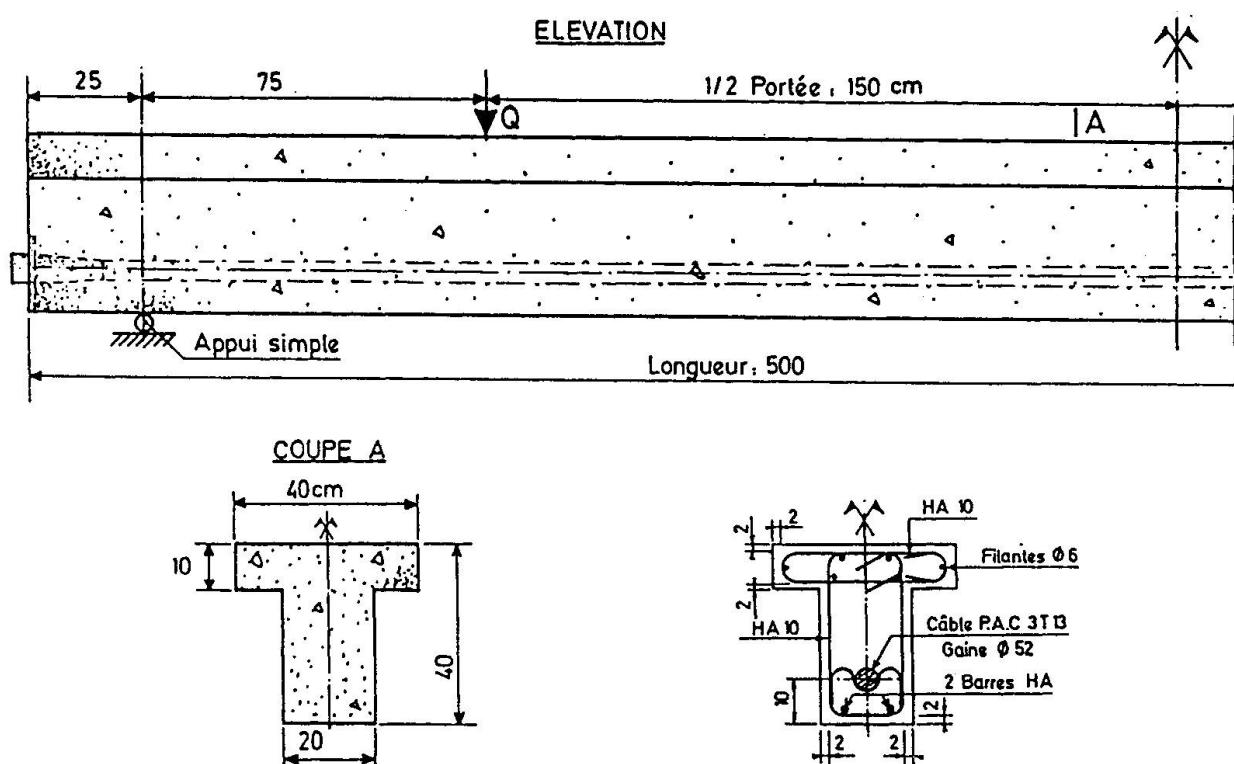


Fig. 1 – Poutres d'essai 1 et 2

Le béton ayant servi à confectionner les 2 corps d'épreuve, a la composition suivante :

- graviers silico-calcaires de Seine (5/12,5 mm) 1080 Kg/m³
- sable silico-calcaire de Seine (0/5 mm) 720 kg/m³

– ciment CPA-HP

350 kg/m³

– eau

environ 190 litres

La résistance (à environ 2 mois d'âge) atteint en moyenne 50 MPa en compression, et 3,7 MPa en traction (par fendage).

2.2 Étude préliminaire sous chargement mécanique [3]

Le comportement des deux poutres est auparavant examiné sous un chargement mécanique. Celui-ci est appliqué par paliers successifs de valeurs croissantes des charges Q , cela jusqu'à un niveau maximal Q_M (0,53 Q_r , Q_r étant la charge ultime calculée = 280 kN). Cette charge Q_M est un peu supérieure à la limite de la classe 3, le b.p.p. tel qu'il est défini dans le règlement français de calcul BPEL 83.

Poutre	A_p		A_s	
	W_m	W_M	W_m	W_M
1	0,06	0,10	0,08	0,12
2	0,08	0,12	0,10	0,15

Tableau 1 – Ouverture W (mm)
des fissures en surface

Au niveau du chargement Q_M , la fissuration de flexion a dépassé la hauteur du câble de précontrainte (A_p). Les ouvertures moyenne (W_m) et maximale (W_M) – des fissures alors relevées, ainsi que celles lues à la hauteur de l'acier passif (A_s) sont portées au tableau 1. Par ailleurs, les allongements mesurés indiquent que l'acier passif a atteint – en tenant compte de la précompression – une tension d'environ 240 MPa sous la charge Q_M .

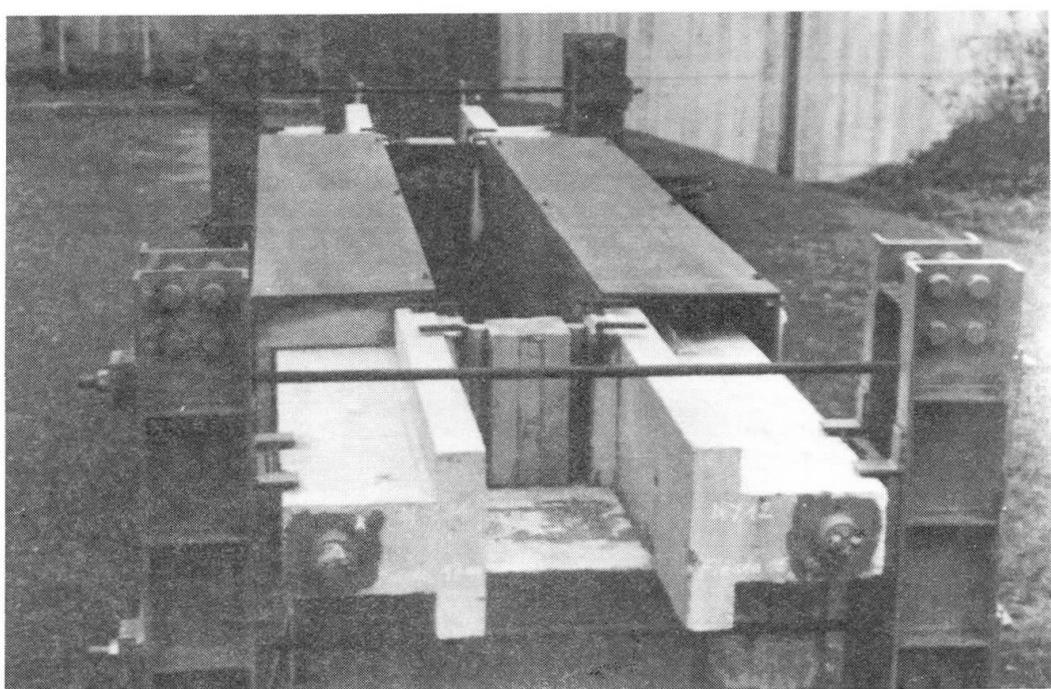


Fig. 2 Essai de durabilité – Montage expérimental

2.3 Essai de durabilité

Chacune des poutres est ensuite conservée, durant 2 ans, dans une enceinte contenant une atmosphère corrosive, en même temps qu'elle est maintenue en permanence dans l'état fléchi



atteint initialement sous la charge Q_M (Fig. 2). Les fissures ont donc une ouverture permanente. Les deux environnements retenus pour ces essais sont :

- pour la poutre 1, en atmosphère constituée d'un mélange gazeux à 50 % d'air et 50 % de CO_2 ;
- et dans le cas de la poutre 2, une aspersion intermittente (1/4 d'heure à chaque heure) d'une solution à 35 g de NaCl/litre .

Les conditions thermiques sont celles normales extérieures de Saint-Rémy-les-Chevreuse.

Le comportement des aciers, au point de vue de la corrosion, est suivi par la mesure de leur potentiel électrochimique par rapport à une électrode de référence au calomel saturé [4]. Les diagrammes de la figure 3 montrent l'évolution observée durant les 2 années d'examen.

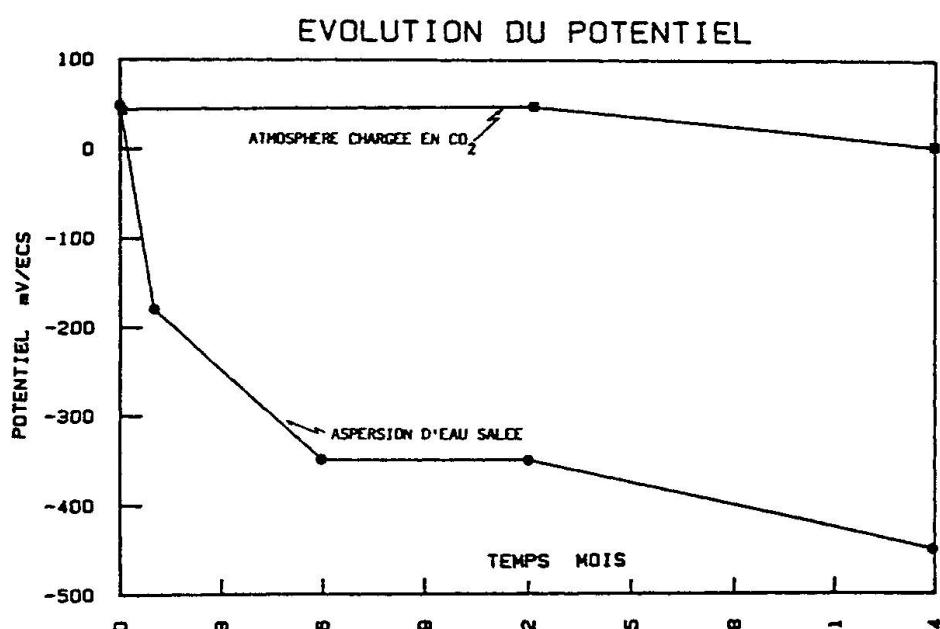


Fig. 3 Évolution du potentiel électrochimique des armatures

On y constate qu'en exposition saline, la dépassivation des aciers survient très vite ; de même que des gradients locaux importants, attestent une initiation rapide de la corrosion (couleur de rouille). Par la suite, l'ensemble de la poutre 2 se trouve dépassivé. L'examen après la rupture de cette poutre, a montré que si les points d'attaque des aciers passifs se situent effectivement dans les sections droites fissurées, le degré — encore minime — ne paraît pas dépendre de l'ouverture W des fissures. Quant à l'armature active, seule la gaine a présenté une corrosion superficielle dans certaines sections fissurées. En revanche, les aciers de la poutre 1 exposée en atmosphère chargée en CO_2 sont restés passifs au bout de 2 ans. Cela est confirmé par l'absence de points corrodés sur les 2 armatures à l'examen final.

2.4 Rupture finale des corps d'épreuve

Les poutres sont finalement soumises à un chargement jusqu'à rupture (avec toujours le même schéma mécanique). Elles ont péri en flexion par épuisement de la capacité portante des armatures, présentant des déformations ultimes importantes et des fissures verticales largement ouvertes (Tableau 2). Les résistances obser-

Poutre	1	2
Q_u (kN)	295	288
Q_u/Q_r	1,05	1,03
Ductilité	≈ 10	≈ 6

Tableau 2 Caractéristiques de rupture des corps d'épreuve

vées ont dépassé légèrement celle calculée Q_r (280 kN).

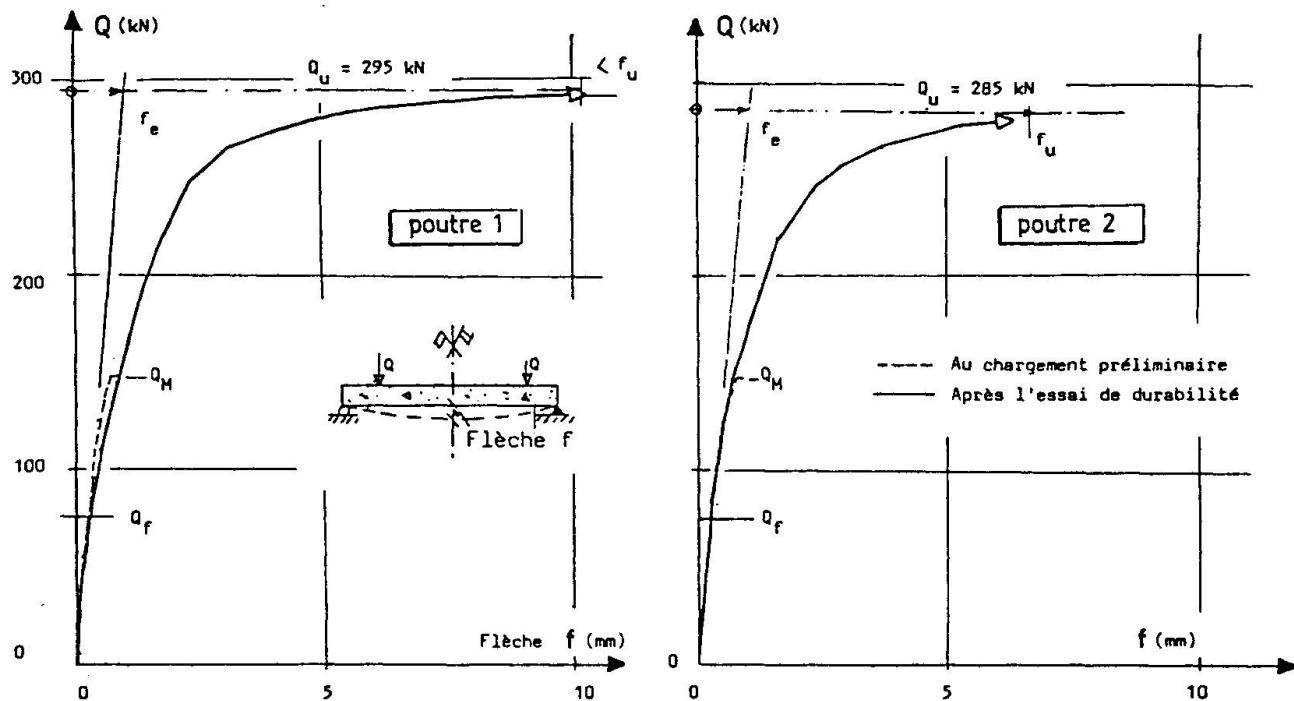


Fig. 4 Diagrammes "flèche f -charge Q "

Sur la figure 4, sont comparés les diagrammes de la flèche f en fonction de la charge Q acquis initialement et après l'essai de durabilité. On y remarque une réduction de rigidité de la poutre 1 dans le domaine des charges de service, alors qu'au contraire la poutre 2 est apparue, elle, légèrement plus rigide, cela s'explique par le colmatage des fissures comme c'est généralement observé en atmosphère saline [5]. Ce fait est confirmé par les mesures de déformation de la membrane tendue des poutres.

3. PREMIÈRE CONCLUSION

En atmosphère naturelle exempte de chlorures, les résultats précédents laissent présager une bonne durabilité du b.p.p. (avec fissuration de flexion), du moins avec la qualité normalement requise à l'exécution. En atmosphère chargée en chlorures (milieu marin), l'initiation de la corrosion se produit donc en une période très courte. Il convient alors de discerner l'endommagement local aisément visible, de la durabilité structurale. Par suite de phénomènes physico-chimiques, les fissures tendent à s'autocolmater et limitent l'endommagement local à un niveau tel que la conséquence sur la durabilité structurale reste nulle. Le problème est de savoir jusqu'à quel seuil d'endommagement local peut-on raisonnablement aller [6].

Par ailleurs, ces essais apportent des exemples de durabilité de câbles dans un béton d'enrobage fissuré, pour le cas de la post-tension avec injection de coulis de ciment. Toutefois, il est souhaitable de disposer de résultats d'observations à plus longue durée (que 2 ans).



REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à exprimer leurs remerciements au MRT* et à la FNTP** qui ont assuré le financement de cette étude ; au Groupe de travail AFPC de M. LACROIX pour l'intérêt accordé à ce travail ; et au personnel du CEBTP pour l'appréciable concours apporté à l'exécution des essais, et Madame CHAUVEAU, pour avoir assuré la première mise en page de ce texte.

* MRT : Ministère de la Recherche et de la Technologie (FRANCE)

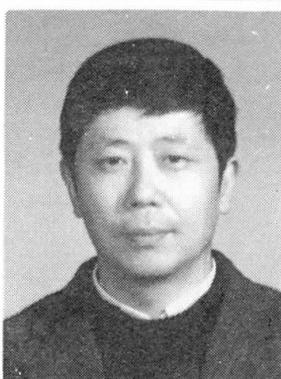
** FNTP : Fédération Nationale des Travaux Publics (FRANCE)

BIBLIOGRAPHIE

1. COHN M. , Partial prestressing – From theory to practice.
Vol. 1 et 2, Martinus Nijhoff Publishers, DORDRECHT, 1986.
2. Journée d'Étude AFPC, Précontrainte partielle. Annales de l'I.T.B.T.P. , février 1987.
3. LACROIX R. et TRINH J. , Étude expérimentale du béton partiellement précontraint. Xème Congrès de la F.I.P. New-Delhi, Travaux, janvier 1986.
4. LEMOINE L. et TACHE G. , Utilisation des méthodes électrochimiques pour l'étude et le contrôle de la corrosion des armatures dans le béton armé. Symp. Int. Corrosion et protection offshore, Paris, 1979.
5. TRINH J. et PEYRONNET J.P., Étude expérimentale du comportement des éléments en béton en milieu marin. Annales de l'I.T.B.T.P., avril 1978.
6. Draft CEB – Guide to durable concrete structures. Bulletin d'information CEB n° 166, mai 1985.

Crack Width and Deflection of Partially Prestressed and Reinforced Concrete Members**Ouverture des fissures et déformation de structures en béton armé ou partiellement précontraint****Rissbreite und Biegeverformung von teilweise vorgespannten und schlaff bewehrten Betonbauteilen****Guofan ZHAO**Professor
Dalian Inst. of Technol.
Dalian, China

Guofan Zhao, born 1925, obtained his Civil Engineering degree from the Jiao-Tong University, Shanghai, China, in 1949. Since 1950 he has been actively engaged in teaching and research in R.C. and P.C. and structural safety. Currently, he is a member of the IABSE, RILEM.

Qingxiang WANGLecturer
Dalian Inst. of Technol.
Dalian, China

Qingxiang Wang, born 1945, obtained his Civil Engineering degree from Dalian Institute of Technology, Dalian, China, in 1969. Since 1969 he has been actively engaged in teaching and research in reinforced concrete.

SUMMARY

Based on test results, a trigonometric function is assumed to express the tensile strain distribution of steel bar and concrete between the adjacent cracked sections, and a series of simple formulas are then derived to predict the crack width of partially prestressed concrete beams and R.C. members subjected to bending, pure tension, and bending combined with tension or compression, as well as the rigidity of R.C. members subjected to bending.

RÉSUMÉ

D'après des résultats d'essai, une fonction trigonométrique est déduite pour exprimer la distribution des tensions du béton et des tensions de l'armature entre les fissures. On peut en tirer directement une série de formules de calcul pour prédire la largeur des fissures d'une poutre à précontrainte partielle ou en béton armé sollicitée en flexion, tension pure et flexion composée. On peut aussi obtenir une formule pour le calcul de la rigidité modifiée.

ZUSAMMENFASSUNG

Aufgrund von Versuchsergebnissen wird die Verteilung der Zugdehnungen im Stahl und im Beton zwischen zwei Rissen mit einer trigonometrischen Funktion beschrieben. Eine Anzahl einfacher Formeln für die Bestimmung der Rissbreite in teilweise vorgespannten und schlaff bewehrten Stahlbetonbalken unter Biegung, reinem Zug und Biegung mit Normalkraft wurden hergeleitet ; wie auch für die Berechnung der Biegesteifigkeit von gerissenen Stahlbetonbauteilen.



1. CALCULATION OF CRACK WIDTH

The calculation of crack width is a complex problem in the field of the theory of the reinforced and partially prestressed concrete members. The rather strict relationship for calculating the crack width may be expressed as follows:

$$W_{cr} = \int_0^{l_{cr}} \varepsilon_{sx} dx - \int_0^{l_{cr}} \varepsilon_{cx} dx = \int_0^{l_{cr}} (\varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx}) dx \quad (1)$$

Where ε_{sx} , ε_{cx} — tensile strain of steel and concrete at distance x away from crack section respectively.

The concrete strain is not important since it is much smaller in comparison with ε_{sx} , if the tensile strain of concrete is neglected, the formula (1) can be simplified to the following formula :

$$W_{cr} = \int_0^{l_{cr}} \varepsilon_{sx} dx \quad (2)$$

The key problem to calculate the crack width from formulas (1) or (2) is to find out a function to express ε_{sx} in good agreement with the experimental results on the strain of tensile steel, and this function should be easy to integrate.

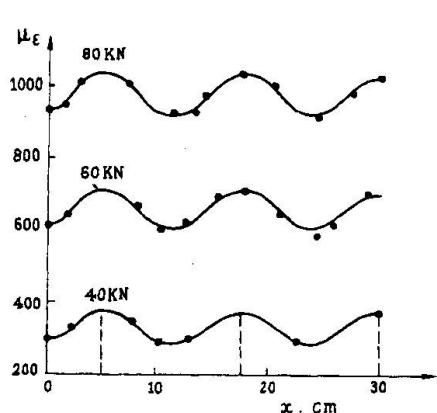


Fig. 1 The tensile strain diagram of steel of specimen LA-1

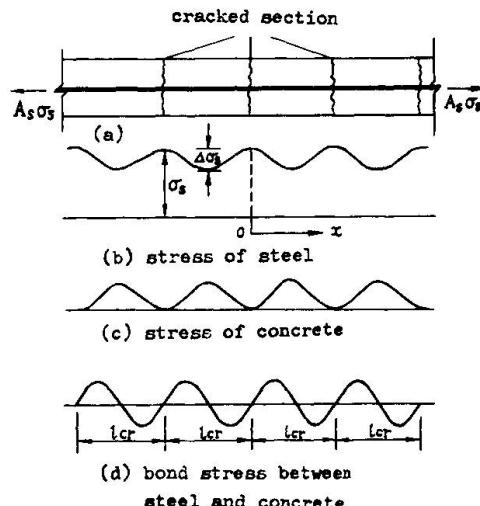


Fig. 2 Distribution diagram of steel stress, concrete stress and bond stress between two adjacent cracked sections

From the analysis of the curve of the typical experimental steel strain shown in Fig. 1 and Ref. [3], it can be seen that the strain diagram of steel is a gradually varied curve and the reasonable stress diagram can be simply expressed by the trigonometric function as shown in Fig. 2. The distribution of the steel stress σ_{sx} can be derived as follows:

$$\sigma_{sx} = \sigma_s - \Delta \sigma_{sx} = \sigma_s - B (1 - \cos \frac{2\pi x}{l_{cr}}) \quad (3)$$

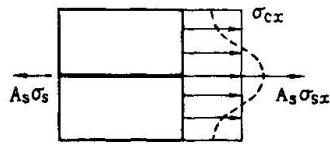
Where $\sigma_{sx} = \varepsilon_{sx} E_s \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s$

ϵ_s --- strain of the tensile steel in the cracked section

$\Delta\sigma_s$ --- the decrease of the steel stress at distance x away from the cracked section caused by influence of the uncracked concrete

B --- parameter determined by formula (5)

When the distribution of σ_{sx} is known, the stress distribution of concrete σ_{cx} can be obtained as follows (Fig. 3).



$$A_s \sigma_s = A_s \sigma_{sx} + A_c \sigma_{cx}$$

$$\sigma_{cx} = \frac{A_s}{A_c} (\sigma_s - \sigma_{sx}) = \mu_e B (1 - \cos \frac{2\pi x}{l_{cr}}) \quad (4)$$

Fig. 3 Distribution of concrete stress in the cross section

where $\mu_e = \frac{A_s}{A_c}$

A_s --- area of tensile steel bar

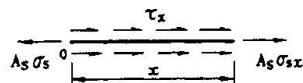
A_c --- area of cross section of an axial tension member

At $x = \frac{l_{cr}}{2}$, the peak value of σ_{cx} is equal to $2\mu_e B \leq f_t$, $\therefore B \leq 0.5 \frac{f_t}{\mu_e}$

$$\text{or } B = \frac{\alpha f_t}{\mu_e} \quad (\alpha \leq 0.5) \quad (5)$$

where f_t --- tensile strength of concrete

The bond stress τ_x can be obtained as follows:



$$\sigma_s A_s = A_s \sigma_{sx} + \int_0^{l_{cr}} \tau_x u dx$$

Fig. 4 Force equilibrium diagram of steel bar

$$\tau_x = \frac{2\pi A_s B}{l_{cr} u} \sin \frac{2\pi x}{l_{cr}} = \tau_{\max} \sin \frac{2\pi x}{l_{cr}} \quad (6)$$

$$\tau_{\max} = \frac{2\pi A_s B}{l_{cr} u} = \frac{2\pi d B}{4 l_{cr}} = \frac{\pi d \alpha f_t}{2 l_{cr} \mu_e} \quad (7)$$

Where u --- the perimeter of the steel bar

The theoretical formula of the crack spacing l_{cr} can be obtained from formulas (7) and modified by test data as follows:

$$l_{cr} = (2c + 0.08 \frac{d}{\mu_e}) K_2 \quad (8)$$

Where c --- thickness of concrete cover in cm

d --- diameter of steel bar in cm

K_2 --- coefficient denoting the bond effect of the bars

$K_2 = 1.0$ for deformed bars

$K_2 = 1.3$ for plain bars

The formulas (3), (4) and (6) are the expressions of the steel stress, concrete stress and bond stress of the axial tension member with the crack spacing l_{cr} , and have been verified in good agreement with the experimental results given in Fig. 1 and Ref. [3].

When the tensile stress diagrams of steel and concrete are known as shown in Fig. 2, the formula for evaluating the crack width of a reinforced concrete member can be directly obtained from equation (1) as follows:



$$W_{cr} = \int_0^{l_{cr}} (\varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx}) dx$$

$$= \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{B(1+n\mu_e)}{\sigma_s} \right] l_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{\alpha f_t (1+n\mu_e)}{\mu_e \sigma_s} \right] l_{cr} \quad (9)$$

where $n = \frac{E_s}{E_c}$

E_c --- modulus of elasticity of concrete

$$\mu_e = \frac{A_s}{A_{ce}}$$

A_{ce} --- effective area of tensile concrete

$A_{ce} = 0.4bht + (b_f - b)h_f$ for bending, eccentric compression and tension members

$A_{ce} = bh$ for pure tension members

b --- web width of section

h --- overall depth of section

b_f --- width of tensile flange of inverted T or I section

h_f --- thickness of tensile flange of inverted T or I section

If the strain of tensile concrete may be neglected, W_{cr} can be obtained as follows :

$$W_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{\alpha f_t}{\mu_e \sigma_s} \right) l_{cr} \quad (10)$$

The coefficient α can be approximately chosen as 0.5 with the experimental results. The value of μ_e is determined by the ratio of the area of tensile steel to the effective area of tensile concrete. Finally, the effect of variation of crack widths and the effect of long-term loads on the average crack width should be taken into account, thus, the unified formula for evaluating the maximum crack width of reinforced concrete members subjected to pure tension, bending, eccentric tension or compression may be expressed as follows :

$$W_{max} = 1.5 K_1 K_2 K_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{0.5 f_t}{\mu_e \sigma_s} \right) (2C + 0.08 \frac{d}{\mu_e})$$

$$= K_1 K_2 K_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{0.5 f_t}{\mu_e \sigma_s} \right) (3C + 0.12 \frac{d}{\mu_e}) \quad (11)$$

where K_1 --- coefficient denoting the load effect

$K_1 = 1.0$ for flexural members

$K_1 = 0.9$ for eccentric compression members

$K_1 = 1.1$ for eccentric tension members

$K_1 = 1.2$ for axial tension members

K_3 --- coefficient denoting the effect of the duration of the loading

$K_3 = 1.0$ for the short-term load

$K_3 = 1.5$ for the long-term load

For design practice, the calculated value of W_{max} should meet the requirement :

$$W_{max} \leq [W_{max}] \quad (12)$$

where $[W_{max}]$ --- allowable value of maximum crack width, which has been recommended in China Design Code based on the investigated data of existing structures.

For evaluating the crack width of a partially prestressed concrete members, it

is necessary to give the change in net stress $\Delta\sigma_p$ in the prestressing steel and the magnitude of the tensile stress σ_s in the non-prestressed steel at any crack width load level in which the decompression load is taken as the reference point, which have been recommended in Ref.[4]. Meantime, the values of μ_e and d introduced in Eq. (11) for ordinary reinforced concrete members should be replaced by $\mu_e = (A_p + A_s) / [0.4bh + (b_f - b)h_f]$ and $d_e = (n_1 d_1 + n_2 d_2) / (n_1 + n_2)$ respectively, where A_p = area of prestressing steel, n_1 and n_2 = number of prestressing tendons or bars and non-prestressed bars or wires, respectively, d_1 and d_2 = diameter of prestressing tendons or bars and non-prestressed bars or wires, respectively.

2. THE RIGIDITY OF REINFORCED CONCRETE MEMBER WITH FLEXURE

For evaluating the deflection of a cracked reinforced concrete beam, the rigidity EI for beam made of elastic materials should be replaced with B_t . According to the steel strain distribution shown in Fig. 2 and referring to equation (3), the rigidity B_s under short-term loads was derived as follows (see Ref[5]) :

$$B_s = \frac{A_s E_s h_0^2}{1.6 + 6n\mu - \frac{0.4 ft bh_0^2}{M}} \quad (13)$$

The formula for evaluating the rigidity of a flexural member with rectangular section has been verified by the test data obtained in Dalian Institute of Technology and elsewhere. As for T, inverted T and I section, the procedures for deriving the rigidity formulas are the same as for the rectangular beam. But for the purpose of design practice, the rigidity B_s for these sections may be calculated by multiplying the rigidity B_s for rectangular section with a factor β_1 [5][6]:

$$\beta_1 = 1 + 0.7 r' + 0.2 r_1 \quad (14)$$

where $r' = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0}$ ($r' \leq 1.5$), b_f , h_f are the width and thickness of the compressive flange respectively

$$r_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} \quad (r_1 \leq 1.5), \quad b_f, h_f \text{ are the width and thickness of the tensile flange respectively}$$

Under the action of long-term loads, the rigidity B_t may be evaluated by the following empirical formula :

$$B_t = \frac{M}{M_t(Q - 1) + M} B_s \quad (15)$$

where M_t ---- bending moment under long-term loads

$$Q = 2.0 - \frac{\mu'}{\mu}$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \quad \mu' = \frac{A'_s}{bh_0}$$

A'_s ---- area of compressive steel

M ---- bending moment under total characteristic loads.

For design practice, the maximum deflection of a beam calculated by the conventional formula with rigidity B_t should meet the requirement :

$$f_{max} \leq [f_{max}] \quad (16)$$



where $[f_{max}]$ --- allowable maximum value of deflection recommended in China Design Code.

REFERENCES

1. Zhao Guofan, Liao Wanqing, Wang Qingxiang, Experiments and Calculating Method for the Cracking Strength and Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Members, Journal of Building Structures, Vol. 1, No. 4, 1980
- 2 Design Code of Port Construction (JTJ220-82), Publishing House of Communication, 1982.
3. Zhao Guofan, Wang Qingxiang, Stress Distribution and Calculation Formula for Crack Width Analysis of Reinforced Concrete Members, Journal of Dalian Institute of Technology, Vol. 23, No. 4, Dec. 1984
- 4 Zhao Guofan, Liu Yaping, Approximate method for Calculating the Steel Stress of a Partially Prestressed Concrete Beam, Journal of Shandong Architectural and Civil Engineering Institute, No. 1, 1986
- 5 Zhao Guofan, The Flexural Rigidity of Reinforced Concrete Members, Journal of Dalian Institute of Technology, Vol. 24, No. 4, Sept. 1985.
- 6 Chen Yongchun. et al, Simplified Expression for Stiffness of R. C. Flexural Members, China Civil Engineering Journal, Vol. 16, No. 2, 1983.

Tunnelbauwerke der Bundesbahn-Neubaustrecke Mannheim – Stuttgart

Tunnel Structures of the New Railway Line Mannheim – Stuttgart

Construction des tunnels pour la nouvelle ligne ferroviaire Mannheim – Stuttgart

Rudolf BIENSTOCK

Dipl. - Ingenieur
Deutsche Bundesbahn
Karlsruhe, BRD



Rudolf Bienstock, geboren 1942, legte die Diplomprüfung als Bauingenieur an der TU München ab. Er leitete von 1974 bis 1976 die Bauüberwachung der Tunnelbauarbeiten beim Bau der S-Bahn in Stuttgart; war 1976 Dezerent im Oberbau in Nürnberg und dann Dezerent für Brücken- und Tunnelbau der Neubaustrecke von Mannheim nach Stuttgart.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Zuge der 100 km langen Neubaustrecke von Mannheim nach Stuttgart der Deutschen Bundesbahn sind 15 Tunnel mit über 30 km Gesamtlänge zu bauen. Etwa die Hälfte der Tunnelbauwerke werden in offener, die anderen in bergmännischer Bauweise erstellt. Hinweise auf die Betontechnologie und Bauausführung erläutern die Qualitätsanforderungen der Deutschen Bundesbahn für die Herstellung von Tunnels aus wasserundurchlässigem Beton und von Tunnels mit Folienabdichtung.

SUMMARY

For the new 100 km long railway line Mannheim – Stuttgart of the Deutsche Bundesbahn, 15 tunnels with a total length of more than 30 km are to be built. Nearly half of the tunnels are constructed by the cut and cover method, the rest by the mining technique. Reference is made to the demands of quality requested by the DB in respect of concrete technology and execution of works for the construction of tunnels in watertight concrete as well as such protected by exterior sealing foils.

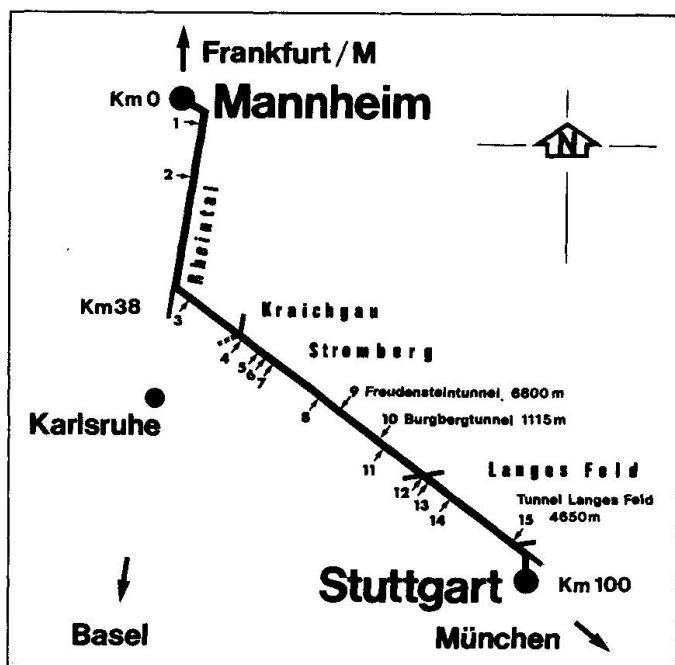
RÉSUMÉ

Au cours des travaux pour la nouvelle ligne de la Deutsche Bundesbahn de 100 km reliant Mannheim à Stuttgart, 15 tunnels doivent être construits avec une longueur totale de plus de 30 km. Environ la moitié des tunnels sera exécutée en fouille ouverte, les autres par méthode minière. Des références à la technologie du béton et à la construction font ressortir les exigences de la Deutsche Bundesbahn relatives à la qualité de l'exécution de tunnels construits en béton imperméable et de tunnels avec des couches d'étanchéité.



1. EINLEITUNG

Die Deutsche Bundesbahn (DB) ist mit der Verwirklichung ihres zukünftigen Hochgeschwindigkeitsnetzes wieder ein Stück weiter gekommen. Zum Sommerfahrplan 1987 gingen die ersten 38 Kilometer der rund 100 km langen Neubaustrecke von Mannheim nach Stuttgart (NBS M/S) in Betrieb. Eine spürbare Entlastung dieses bisher stark überlasteten Teilstückes ist das langersehnte Ergebnis.



Mit Hochdruck wird im übrigen Bereich gearbeitet, so daß 1991 auf der gesamten Strecke die Signale auf grün gestellt werden können (Fig. 1). Ihre 15 Tunnel von insgesamt 30 km Länge sowie 90 Brücken stellen eine herausragende bautechnische Herausforderung dar. Diese Bauwerke verschlingen den größten Teil der Investitionen und sollen deshalb möglichst lange genutzt werden. Langlebig bauen heißt jedoch qualitativ hochwertig bauen. Von diesem Standpunkt aus wird über Erfahrungen beim Tunnelbau berichtet.

Fig. 1 Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart

2. ZUM BAU DER TUNNEL

Von den 15 Tunnels der NBS M/S werden etwa die Hälfte in offener, die anderen in bergmännischer Bauweise erstellt. In offener Bauweise werden vor allem die vielen Verkehrswege in den Ballungszentren Mannheim und Stuttgart unterfahren. Bergmännisch treiben die Tunnelbauer die Strecke durch die Hügel des Kraichgaus und Strombergs.

Besonders kompliziert ist der Bau des Tunnels Langes Feld kurz vor Stuttgart unter dem Rangierbahnhof Kornwestheim hindurch. Er wird in offener, bergmännischer und in der Deckel-Bauweise erstellt, einer Bauweise, die zwischen der offenen und bergmännischen Bauweise liegt. Die Vielfältigkeit in bautechnischer Hinsicht röhrt daher, daß dieser Tunnel nahezu 3000 m zweigleisig verläuft, sich dann aufweitet, in zwei eingleisige Tunnelröhren übergeht, sich anschließend nochmals verzweigt und in das bestehende Netz einfädelt. Betriebstechnisch von Besonderheit ist das Bauen unter Betrieb. Während sich unten die Tunnelbauer Meter für Meter vorwärtsgraben, -baggern oder -meiseln, rollen oben die Wagen im Rangierbetrieb auf Hilfsbrücken über offene Baugruben.

Die DB stellt hohe Anforderungen an die Qualität ihrer Bauwerke: Sie sollen erstens funktionieren, zweitens etwa 100 Jahre den Umweltbedingungen ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen widerstehen und drittens unterhaltungsfreundlich konstruiert und ausgeführt werden. Für die DB stellen damit die Tunnel tatsächlich Betonbauwerke für die Zukunft dar.

Wie wird das erreicht?

Eine wesentliche Voraussetzung ist der dauerhafte Schutz der Tunnel und ihrer technischen Einrichtungen vor Wasser und chemischen Angriffen. Betriebsgefährdende Eiszapfenbildung müssen im Winter wegen der Gefahr elektrischer Kurzschlüsse der Vergangenheit angehören. Die Zukunft gehört dem "weitgehend trockenen" Tunnel im Bereich der Frosteindringung und dem höchstens "kapillar durchfeuchteten" Tunnel an allen anderen Stellen.

Bei der NBS M/S wird grundsätzlich dem Tunnel aus wasserundurchlässigem Beton (wu-Beton) gegenüber dem mit Folien abgedichteten Tunnel der Vorzug gegeben, da Leckstellen leichter zu orten und zu sanieren sind. Ausnahmen bilden der Freudesteintunnel mit anstehendem aggressiven Wasser und ein Teil des Tunnels Langes Feld mit aggressivem Wasser und verunreinigtem Boden. Beide Abdichtungsarten sind jedoch grundsätzlich technisch ebenbürtig und auch in wirtschaftlicher Hinsicht gibt es keine bedeutsamen Kostenunterschiede.

3. TUNNEL AUS WASSERUNDURCHLÄSSIGEM BETON

3.1. Offene Bauweise - Los Langes Feld (Tunnel Langes Feld)

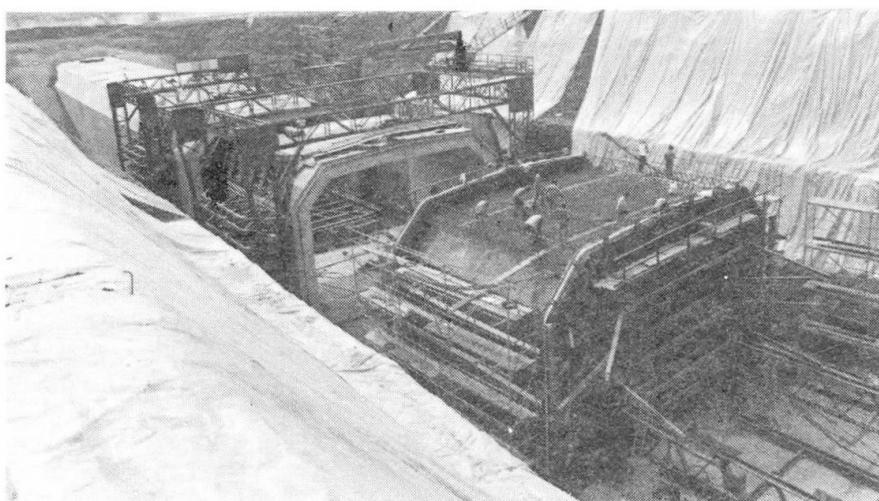
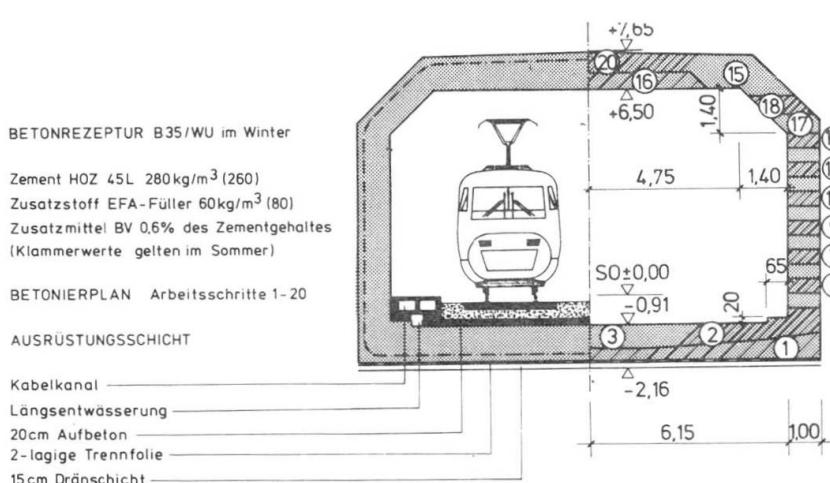


Fig. 2 Monolithische Herstellung der Tunnelblöcke in frei geböschter Baugrube beim Los Langes Feld

Wegen verhältnismäßig geringer Tieflage wird der Tunnel in offener Bauweise hergestellt (Fig. 2). Da das Grundwasser und der Boden keine aggressiven Bestandteile aufweisen, erhält der Tunnel keine Folienabdichtung. Die Wasserundurchlässigkeit beruht vielmehr auf einer hohen Betonqualität und einer Bewehrungsanordnung, die nur unbedenklich feine Risse zuläßt. Die für die Wasserundurchlässigkeit erforderliche Erhöhung der Tunnelbewehrung beträgt 10%.



Nicht nur der Beton selbst, sondern auch der ganze Tunnel als Bauwerk soll wasserundurchlässig sein. Als besonders vorteilhaft für eine zwängungsfreie und somit weitgehend rißfreie Konstruktion erweist sich das monolithische Betonieren der Blöcke, d.h. Sohle, Wände und Decke eines Tunnelblocks werden ohne Arbeitsfugen in einem Guß hergestellt.

Fig. 3 Ausrüstungsschicht, Betonrezeptur und Betonierplan



Ebenso werden Schwachstellen in der Konstruktion infolge von Einbauteilen aller Art vermieden, indem konsequent die Ausrüstung vom eigentlichen Tragwerk getrennt wird. Alle Leitungen und Kabelrohre werden nachträglich in einer Ausrüstungsschicht verlegt (Fig. 3). Die ernst zu nehmenden Kerbspannungen und die daraus resultierenden Anrisse an den Aussparungsecken entfallen somit.

Elastomerfugenbänder dichten die Fugen zwischen den Tunnelblöcken ab. Eine Schaumstoffummantelung des schlauchartigen Mittelteils erhöht die Sicherheit bei unvorhersehbaren Setzungsunterschieden zwischen benachbarten Tunnelblöcken.

Durch eine begehbar Anordnung der Bewehrung in den Wänden wird eine einwandfreie Verdichtung des Betons gewährleistet.

Besondere Aufmerksamkeit verlangt auch die Nachbehandlung des Betons. So wird z.B. der frisch ausgeschaltete Beton durch eine Folie auf dem Nachbehandlungswagen vor der Zugluft in der fertigen Tunnelröhre abgeschottet.

Erhebliche Aufwendungen sind von den ausführenden Firmen in die betontechnologischen Untersuchungen zu investieren. Über 30 verschiedene Betonrezepturen wurden ausprobiert, wobei Anteil und Hersteller des Zements, des Füllers und des Betonverflüssigers variiert wurden. Die Auswertung all dieser Testreihen führte zu der angegebenen Sommer- und Winterrezeptur.

3.2. Bergmännische Bauweise - Burgbergtunnel

Tunnel aus wu-Beton in bergmännischer Bauweise unterscheiden sich von solchen, die in offener Bauweise hergestellt werden grundsätzlich nur dadurch, daß bei ihrer Herstellung gegen die äußere Spritzbetonschale und nicht wie bei der offenen Bauweise gegen eine äußere Schalwagenhaut betoniert wird. Es entfällt also das zeitaufwendige Lösen und Verfahren der äußeren Schalung, sowie das Wiederdurchverbinden mit der inneren Schalung.

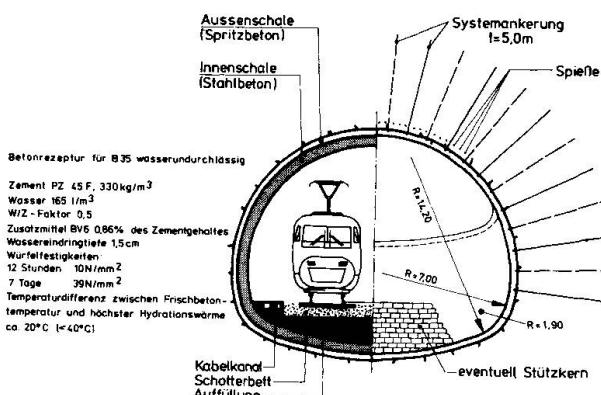


Fig. 4 Bergmännische Bauweise mit wu-Beton beim Burgbergtunnel

die Wasserdichtigkeit gewährleistet ist und nach 12 Stunden eine Betondruckfestigkeit von 6 N/mm² erreicht wird und ausgeschalt werden kann.

Der junge Beton wird auf der Innenseite des Tunnels durch ein aufgesprühtes Sperrmittel vor zu schneller Abkühlung geschützt. Gegen Zugluft im Bauwerk hilft eine Plane am betonierten Ende der Tunnelröhre.

Beim Burgbergtunnel konnte nach kurzer Einarbeitungszeit alle drei Tage ein 8,80 m langer, 50 cm dicker Tunnelblock betoniert werden. Alle Blöcke werden monolithisch betoniert, um Zwangspannungen zwischen erhärtetem und frisch abgebundenem Beton zu vermeiden (Fig. 4).

Von wesentlicher Bedeutung ist bei der bergmännischen Bauweise der Zementanteil. Einerseits ist er möglichst niedrig zu wählen, um einen schwindarmen Beton herstellen zu können, andererseits muß der Zementgehalt jedoch hoch gewählt werden, damit

4. MIT FOLIEN ABGEDICHTETE TUNNEL

4.1. Offene Bauweise - Los Rangierbahnhof (Tunnel Langes Feld)

Aus Voruntersuchungen für das Tunnellos Rangierbahnhof, das 49 Gleise des Rangierbahnhofs Kornwestheim unterquert, war bekannt, daß mit Sickerwasser und sehr hoch anstehendem Grundwasser (bis 10,30 m über Tunnelsohle) zu rechnen ist. Wegen des über einhundertjährigen Eisenbahnbetriebs und der zum Teil ebenso langen industriellen Nutzung des Geländes an den Bahnanlagen, vermutete man außerdem Verunreinigungen vorzufinden. Chemische Untersuchungen des Grundwassers sowie von Bodenproben ergaben Maximalwerte der im Grundwasser vorhandenen Kohlenwasserstoffe (KW) von 3200 mg/l und der chlorierten Kohlenwasserstoffe (CKW) von 120 µg/l. Deshalb wurde ein neuartiger dreilagiger Abdichtungsaufbau für diesen Tunnel entwickelt (Fig. 5).

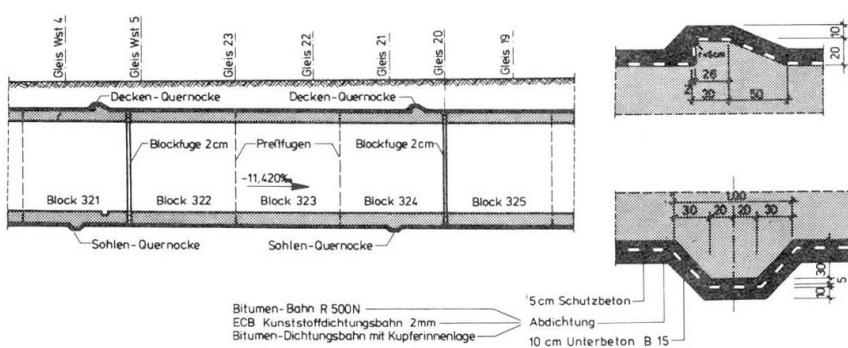


Fig. 5 Abdichtung Los Rangierbahnhof

Außerdem kann durch sie die Anzahl auf drei Dichtungslagen reduziert werden, wodurch sich das Gewicht entscheidend verringern läßt und ein Abrutschen der Abdichtung unwahrscheinlicher macht.

Längskräfte, die durch das Längsgefälle des Tunnels und durch Bremskräfte der Züge entstehen, werden durch Decken- und Sohlenquernocken aufgenommen. Damit wird verhindert, daß die Bitumenbahnen unzulässig beansprucht werden und reißen.

4.2. Bergmännische Bauweise - Los Gleisdreieck (Tunnel Langes Feld)

Bei der Abdichtung von Tunnels in bergmännischer Bauweise sind im Vergleich zu Abdichtungen von Tunnelbauten in offener Baugrube zusätzliche Probleme zu lösen (Fig. 6):

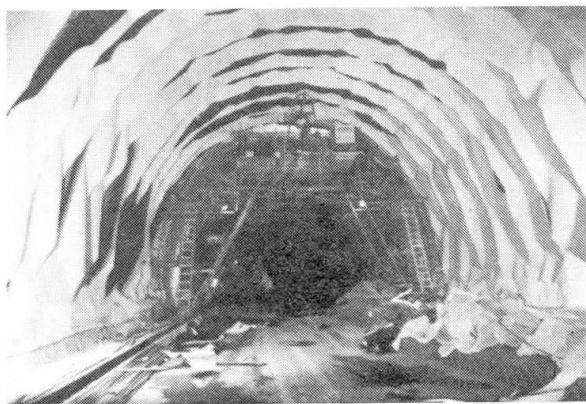


Fig. 6 Der mit Folien abgedichtete Tunnel in bergmännischer Bauweise beim Los Gleisdreieck

- Die Dichtungshaut muß von innen her und z.T. über Kopf eingebaut werden.
- Die Abdichtung wird nicht unmittelbar auf den bereits fertiggestellten, abzudichtenden Baukörper, sondern vor dessen Herstellung auf die Ausbruchlaibung aufgebracht. Das bedingt zwangsläufig einen Wechsel der Stützebene für die Abdichtung.
- Während des Bauzustandes sind Eigenlast der Abdichtung und eventuelle Montagelasten über die Befestigungselemente der Abdichtung in die Tunnelaußenschale bzw. das Gebirge zu leiten [1].



5. ZUM TEIL ABGEDICHTETER TUNNEL IN DECKELBAUWEISE

Los Stammstrecke (Tunnel Langes Feld)

Ungünstige Untergrundverhältnisse und die volle Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebs führten zur Anwendung der Deckelbauweise (Fig. 7 und Fig. 8). Nach dem Bau von Umfahrungsgleisen werden zunächst Bohrpfähle abgeteuft, welche später als Auflager für die Tunneldecke dienen und die Tunnelwände bilden. Betoniert wird die Tunneldecke auf dem anstehenden Erdreich. Erst danach beginnt der Aushub im Schutze des "Deckels", anschließend der Innenausbau.



Fig. 7 Los Stammstrecke - Herstellen der Tunneldecke auf dem vorbereiteten Erdplanum und biegesteife Verbindung mit den Großbohrpfählen

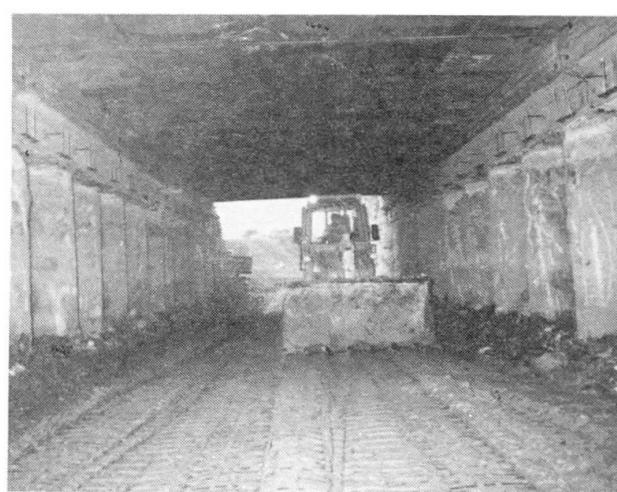


Fig. 8 Aushub unter dem fertigen Deckel. Oberhalb können ungestört Züge den Tunnel kreuzen

Der große Vorteil der Deckelbauweise liegt darin, daß parallel dazu, also zeitlich weit vor der Fertigstellung des Tunnels, Gleisbauarbeiten an der Oberfläche durchgeführt werden, die eine frühzeitige Wiederinbetriebnahme der Gleise in alter Lage ermöglichen.

Obwohl nur Sickerwasser anfällt, muß der Tunnel im Deckelbereich abgedichtet werden, da er unmittelbar unter dem Gleisschotter liegt.

6. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die Deutsche Bundesbahn braucht qualitativ hochwertige und dauerhafte Bauwerke. Mit dieser Forderung steht sie als Auftraggeber den Interessen des Auftragnehmers nach möglichst geringem Aufwand an Lohn, Material und Gerät konträr gegenüber. Durch die Festlegung von gewünschten Qualitätsniveaus in der Leistungsbeschreibung können "billige" Angebote ausgeschlossen werden. Allen Beteiligten sollte bei Abschluß eines Vertrags klar sein, daß gemeinsam ein Bauwerk für die Zukunft zu erstellen ist, ein Ziel, das nur durch partnerschaftliche Zusammenarbeit erreicht werden kann.

LITERATURVERZEICHNIS

1. Empfehlungen für den Tunnelausbau in Ort beton bei geschlossener Bauweise im Lockergestein (1986). Bautechnik 63 (1986). H. 10.

Parements de béton et durabilité

Betonoberfläche und Dauerhaftigkeit

Concrete Finishes and Durability

Michel ADAM
Docteur-Ingénieur ECP
Fédération Nationale du Bâtiment
Paris, France



Michel Adam, né en 1928, diplôme École Centrale de Paris 1953. Docteur Université de Paris 1963, a débuté dans l'Entreprise, puis Centre de Recherche et enseignement à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Actuellement Directeur de la Réglementation à la FNB et Expert près des tribunaux pour les structures et les fondations.

RÉSUMÉ

L'enrobage des armatures qui est fonction de la dimension des granulats, a une influence considérable sur l'aspect du béton et la corrosion de l'acier, donc sur la durabilité. Les études effectuées montrent que les prescriptions réglementaires sont insuffisantes et que l'enrobage des armatures doit être au moins égal à 1,8 ou 2 fois la dimension du granulat.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Betonüberdeckung der Stahleinlagen ist abhängig von der Kerngrösse der Betonzuschlagstoffe. Die Ueberdeckung der Bewehrung hat einen bedeutenden Einfluss auf das Aussehen des Betons und den Korrosionsschutz der Bewehrung und somit auch auf die Dauerhaftigkeit. Die durchgeföhrten Studien zeigen, dass die gültigen Vorschriften ungenügend sind und die Ummantelung des Stahls mindestens 1.8 bis 2 mal die Grösse des Maximalkerns der Zuschlagstoffe betragen muss.

SUMMARY

The cover of reinforcement in concrete is related to the aggregate size and influences considerably the weathering behaviour of concrete finishes, the corrosion risk of steel and in this way, the durability of reinforced concrete. The investigations made show that technical prescriptions are inadequate and lead to corrosion, so the cover of reinforcement bars has to be thicker than 1.8 to 2 times the aggregate dimension.



1. LES FAITS ACTUELS

Les règlements qu'ils soient nationaux ou internationaux prévoient, pour assurer aussi bien la liaison entre les armatures et le béton que la protection des armatures contre la corrosion, un enrobage minimal.

Cet enrobage est généralement lié,

- à l'environnement selon son degré d'agressivité,
- au type d'ouvrage,
- à la dimension des granulats.

Logiquement c'est le bureau d'étude qui définit les dimensions géométriques des pièces, le diamètre des armatures et leur position dans les coffrages.

C'est ensuite le chantier qui dispose les armatures dans les coffrages et qui définit la composition du béton en fonction,

- de la résistance pris en compte dans les calculs,
- des matériaux disponibles,
- de l'agressivité du milieu ambiant.

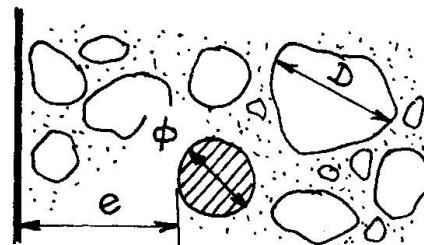
Cette opération se fait en recherchant la manière la plus économique d'appliquer la réglementation.

A ce jour la réglementation française, et elle n'est pas la seule, associe avec raison le dosage en ciment à la dimension du granulat par la formule :

$$\text{dosage} = \frac{550}{\sqrt[5]{D}} \text{ (milieu ordinaire)} \quad \text{ou} \quad \frac{700}{\sqrt[5]{D}} \text{ (milieu agressif)}$$

le dosage étant donné en kg/m^3 pour D en mm.

Donc, à qualité égale cette formule pousse le chantier à choisir le granulat le plus gros possible, mais cette valeur est limitée par les possibilités d'enrobage des armatures, qui sont ainsi définies d'après la réglementation :



- D'une part, par les conditions d'ambiance rappelées dans le tableau ci-dessous :

Conditions d'ambiance	non sévère	modérément sévère	sévère
EUROCODE	15	25	35
Règles françaises	10	20	40

Tableau 1 Valeur de l'enrobage e exprimé en mm

- D'autre part, par la relation liant l'enrobage e à la dimension D du granulat (voir le croquis ci-dessus) que voici :

$$\begin{array}{ll} \text{EUROCODE} & e > D \quad \text{si } D < 32 \text{ mm} \\ & e > D + 5 \text{ mm si } D > 32 \text{ mm} \end{array}$$

$$\text{Règles françaises} \quad e > D.$$

Sur le dessin (théoriquement), il est exact qu'un caillou de dimension D peut se placer entre une armature et un coffrage espacés d'une distance D.

En réalité, lorsque l'on remplit les coffrages de béton, les choses sont différentes :

Deux ou plusieurs cailloux s'arc-boutent entre le coffrage et l'armature et créent un barrage derrière lequel le béton se met difficilement en place et se compacte moins bien qu'à cœur. Le béton est alors relativement plus poreux au droit de l'armature qui, au bout d'un temps plus ou moins long, va se corroder et faire éclater le béton, le processus de dégradation est ainsi amorcé.

L'expérience montre aujourd'hui que de nombreux désordres de surface, corrosion d'armature et écaillage de béton surtout, créent des risques pour les passants et sont à l'origine de travaux de ravalement qui alourdissent considérablement les frais de maintenance (photographies 1 et 2).

2. ETUDE ENTREPRISE

L'observation des ouvrages (photographie 3) nous a montré que manifestement le béton d'enrobage au droit d'une armature présente en général une compacité plus faible que le béton de masse.

Nous avons donc entrepris une étude systématique de la composition du béton d'un poteau selon l'emplacement où se trouve ce béton, et ce, avec des enrobages de 2-3 et 4 cm pour un granulat de dimension D = 15 mm.

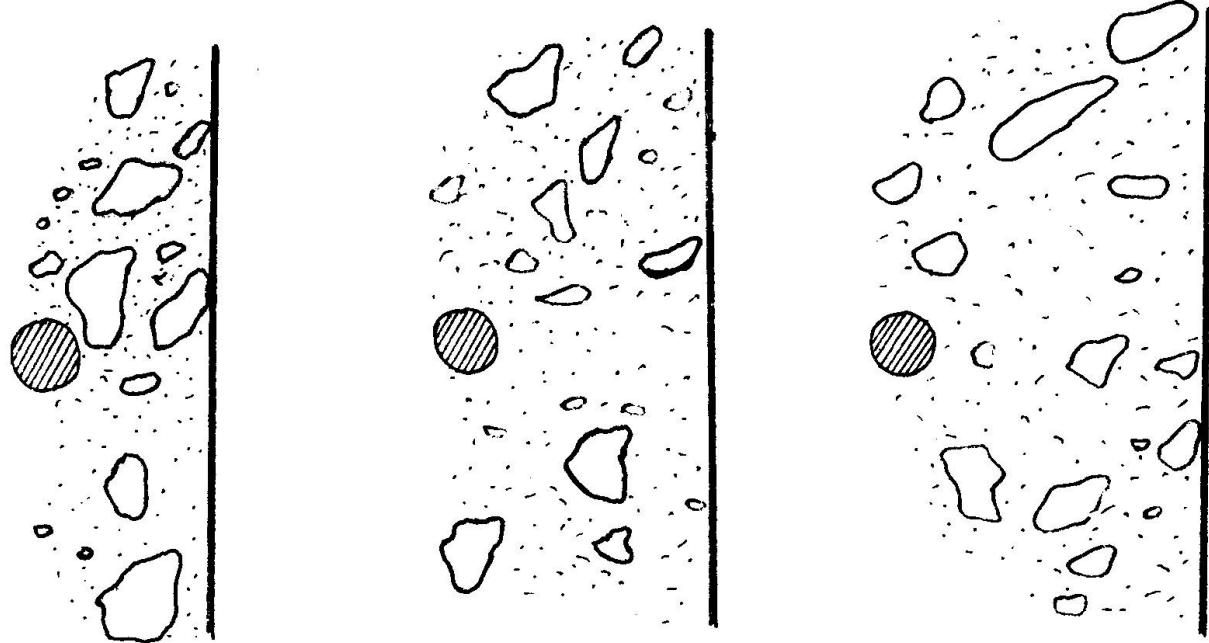
Le béton a été mis en place dans le poteau vertical soit par vibration, soit avec une vibration faible en utilisant un plastifiant.

Après durcissement du béton, le poteau était décoffré et puis des échantillons ont été prélevés en divers emplacements pour analyses granulométriques. Ultérieurement, des carottages ont été faits dans le béton durci (photographies 4 et 5) et des relevés dressés de la composition du béton.

Voici, sous forme de tableau les résultats des mesures effectuées :

enrobage granulométrie	2 cm	3 cm	4 cm	à cœur
< 0,1 mm	21/17	17/18	17/17	21
0,16 à 0,63 mm	20/21	19/20	19/21	21
0,63 à 5 mm	12/13	12/12	12/13	13
> 5 mm	47/49	52/50	52/49	45
TOTAL	100/100	100/100	100/100	100

Tableau 2 Composition en % des bétons prélevés (entre les cadres/au droit des cadres) selon l'enrobage des armatures

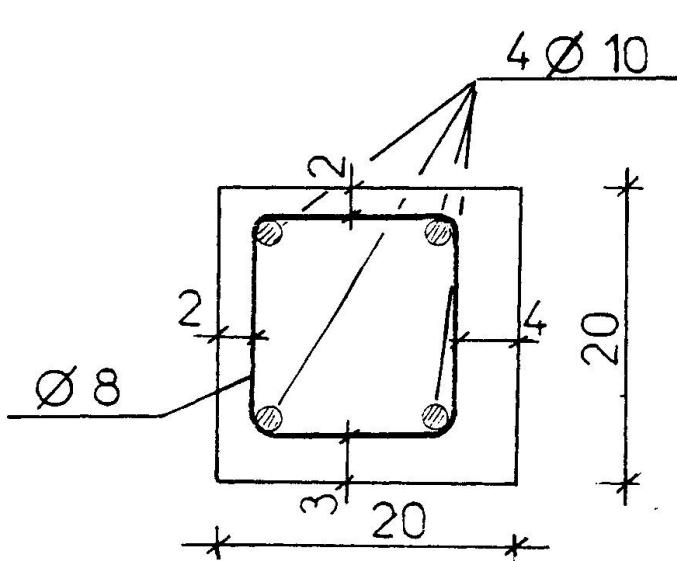


enrobage 2 cm

enrobage 3 cm

enrobage 4 cm

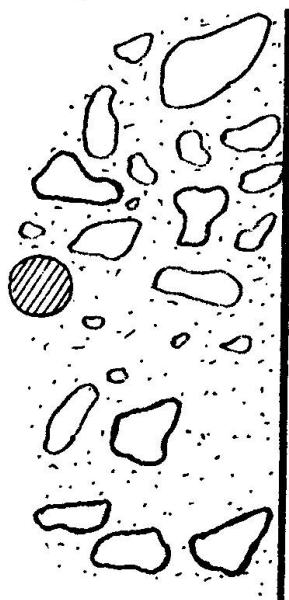
CAROTTAGES DANS L'AXE DES COTES



COUPE SUR LE POTEAU D'ESSAI

enrobage 3 et 4 cm

CAROTTAGE DANS UNE ARETE



Apparemment les prélèvements semblent présenter une composition homogène voisine de celle du béton à coeur, mais si on affine les prélèvements en examinant la composition du béton au dessus et au dessous des barres d'armature le relevé graphique effectué montre que la répartition des granulats est très hétérogène lorsque l'enrobage est de 2 cm, est meilleur avec 3 cm, bon avec 4 cm. Mais il existe une certaine ségrégation le long des arêtes même avec 3 et 4 cm d'enrobage.

3. CONCLUSION

Il est certain, et les dégradations constatées sur les ouvrages le prouvent, que la réglementation actuelle n'est pas satisfaisante. En fait ce qui importe le plus est de lier l'enrobage à la dimension du granulat.

Des mesures que nous avons effectuées nous proposons d'adopter la relation
 $e > 1,8 D$

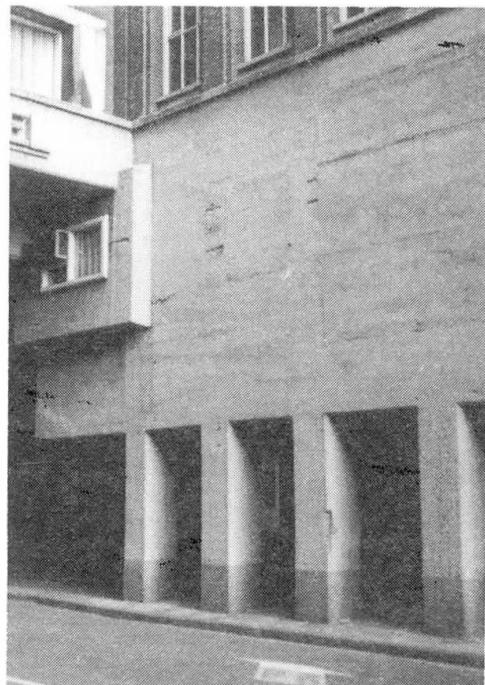
afin d'être sûr d'obtenir un béton homogène pour enrober et protéger les armatures contre la corrosion.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier ici M. MOKRZYCKI Ingénieur qui a fait sous ma direction son travail de fin d'étude sur ce sujet à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et M. MINARD, Ingénieur au CEBTP qui a réalisé les essais correspondants sur poteaux.



Photographie 1
Armatures mal enrobées lors du coulage du béton (le ragréage n'est qu'un mauvais remède).



Photographie 2
Exemple de détérioration progressive du béton par défaut d'enrobage des armatures.

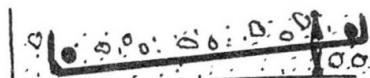


Photographie 3 Détail d'un flan de poteau dont le côté vu a été traité avec un retardateur de surface.

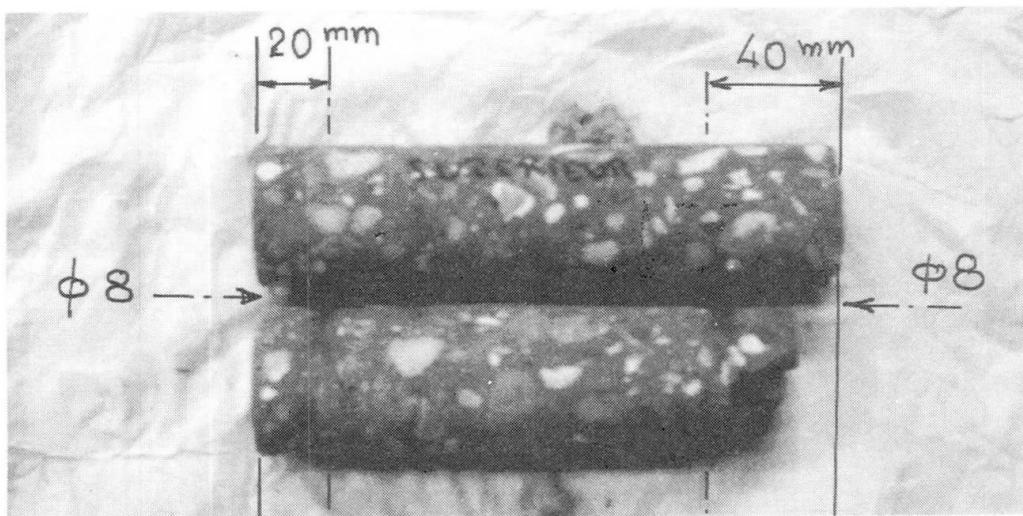
Les deux cadres comportent un distancier à droite (voir le croquis).

On note la présence :

- de gros granulats au-dessus des cadres,
- de mortier au-dessous des cadres,
- l'action localement plus importante du retardateur qui a mis à nu les cadres à cause de la porosité plus forte du béton devant ceux-ci.



Photographie 4 montrant les carottages faits sur les poteaux d'essai.



Photographie 5 montrant la composition du béton :

- pour $e = 20$ mm (gros granulats dans la carotte au-dessus du cadre, mortier dans la carotte prise au-dessous du cadre).
- pour $e = 40$ mm béton homogène au-dessus et en-dessous du cadre.