

Ila. Endurance: résistance aux efforts répétés statiques ou dynamiques

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

II

Sollicitations et coefficients de sécurité dans les constructions en béton armé, au point de vue du constructeur.

Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkt des Konstrukteurs.

Stressing and degree of safety in reinforced concrete structures, from the designer's point of view.

II a

Endurance — Résistance aux efforts répétés statiques ou dynamiques.

Einfluß dauernder und wiederholter Belastung.

Influence of continuous and of repeated loading.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa 1

Rôle de la plasticité des matériaux et des efforts variables dans la stabilité et la durée des constructions.

Einfluß der Plastizität der Baustoffe und der veränderlichen Lasten auf die Stabilität und die Dauerhaftigkeit der Bauwerke.

Influence of the Plasticity of Materials and of Variable Loads, on the Stability and Life of Structures.

L. P. Brice, Paris.

Dans la présente étude, nous chercherons à préciser les conditions auxquelles doit répondre une construction pour être stable et durable sous des efforts prolongés statiques ou dynamiques. Pour cela nous nous baserons sur quelques faits expérimentaux très simples relatifs aux déformations des matériaux employés en béton armé.

L'importance des grandes déformations avant rupture n'avait pas échappé aux Ingénieurs, puisqu'ils avaient constaté que les métaux employés en construction ne donnaient de bons résultats que s'ils présentaient, avant rupture, des allongements suffisants. Cependant, la résistance des matériaux classique se borne strictement à l'étude des déformations élastiques, et n'envisage même pas la possibilité ou les conséquences des déformations non élastiques. Ce sont pourtant elles qui, tendant à égaliser les efforts, produisent dans les ouvrages une répartition des contraintes internes, conforme à leurs possibilités de résistance, qui permet de parer dans une certaine limite à l'ignorance où nous sommes des conditions réelles de répartition des efforts.

C'est *M. A. Caquot* qui, le premier, il y a déjà une quinzaine d'années, porta son attention sur ces phénomènes et proposa, pour les désigner, le mot «d'adaptation» qu'il définit ainsi :

«Un élément est *durable* quand ses déformations comprennent :

- 1° — Une déformation permanente tendant vers une limite finie.
- 2° — Une déformation réversible dans le domaine d'endurance. L'ensemble de la déformation permanente et des contraintes de bases qui en sont la conséquence, constitue le phénomène d'adaptation.»

L'application stricte des règles de la résistance des matériaux ou de la théorie de l'élasticité à des cas particulièrement simples, prouve que, théoriquement, certaines constructions devraient être incapables de résister à des efforts qu'en fait, elles supportent.

C'est ainsi que la fatigue théorique au bord d'un trou percé dans une pièce métallique, est trois fois la fatigue moyenne au voisinage du trou. Or, dans

les assemblages rivés, la fatigue moyenne calculée est la moitié de la limite élastique. Comme cette fatigue moyenne peut être augmentée dans certains éléments d'environ 30 % par la rigidité des assemblages, la fatigue au bord du trou dépasserait très largement la limite élastique et même la limite de rupture.

Un autre exemple est fourni par l'existence d'innombrables planchers ou poutres en béton armé encastres entre deux appuis rigides et calculés comme si ces encastres n'étaient que partiels. La fatigue des éléments d'encastrement doit donc théoriquement être de beaucoup supérieure à la limite élastique et, cependant, l'expérience montre que dans l'immense généralité des cas, les constructions s'accommodent très bien d'avoir été calculées d'une façon élémentaire et supportent parfaitement les charges.

Enfin, dans une poutre à âme pleine, la possibilité de résister à l'effort tranchant par des dispositifs très différents d'armatures tendues, prouve que peuvent intervenir des phénomènes qui permettent à la construction de s'adapter au mode de fonctionnement qui lui est imposé.

Ces quelques exemples montrent que, si la condition de stabilité et de durée d'un système, d'être parfaitement élastique en tous ses points sous l'influence des charges et surcharges, est suffisante, elle est loin d'être toujours nécessaire.

Nous allons essayer de serrer le problème de plus près et de voir quelles conditions doivent remplir les ouvrages pour que leur résistance et leur durée soient assurées aussi bien sous l'influence des charges permanentes que sous celle des surcharges variables.

Deformation des Matériaux

1° — Acier.

Les courbes de déformation de l'acier doux employé en construction présentent une zone de grands allongements succédant à la déformation dite élastique. (Fig. 1.)

Si l'on soumet une éprouvette à un effort dépassant quelque peu la fatigue élastique, les allongements au-dessus de cette fatigue peuvent prendre une valeur

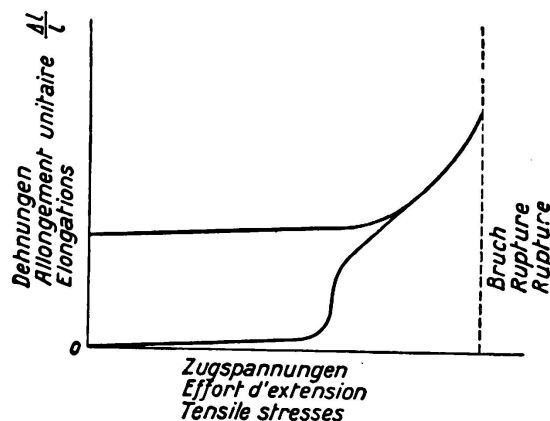


Fig. 1.

Courbe de déformation de l'acier.

considérable pour une augmentation très faible de l'effort. En diminuant alors jusqu'à 0 l'effort de traction, on constate que l'éprouvette se raccourcit suivant une loi élastique à très peu près identique à celle qui représente la déformation élastique initiale. La barre ainsi traitée est susceptible de fonctionner élastiquement

entre une charge 0 et une nouvelle limite élastique qui est supérieure à la limite élastique de la barre non traitée. Ce procédé est d'ailleurs employé assez fréquemment pour augmenter la limite élastique des aciers doux ordinaires et permettre, en accord avec les Règlements, de leur imposer des contraintes plus élevées.

Si, par un dispositif convenable, on soumet une éprouvette non plus seulement à une traction simple, mais à des efforts alternés de traction et de compression (en prenant des mesures pour éviter des déformations prématurées dues au flambage) on constate que l'éprouvette est susceptible, même après une grande déformation initiale, de subir un grand nombre d'efforts alternés, à condition de limiter à des valeurs déterminées les contraintes réelles maximum et minimum entre lesquelles varie l'effort.

On peut déterminer ainsi des courbes d'endurance qui précisent exactement les limites entre lesquelles peut varier l'effort sans amener la rupture avant un nombre déterminé d'alternances. Si l'on applique, par exemple, comme limites d'effort, des valeurs un peu supérieures aux limites élastiques de traction et de compression, le nombre d'alternances pourra se réduire à quelques unités.

Si, au contraire, on limite au 1/3 de ce chiffre environ les efforts réels, le nombre d'alternances possible devient pratiquement infini.

Ces limites d'endurance sont d'une grande importance en construction mécanique. Elles montrent, en particulier que, si les fatigues alternées peuvent

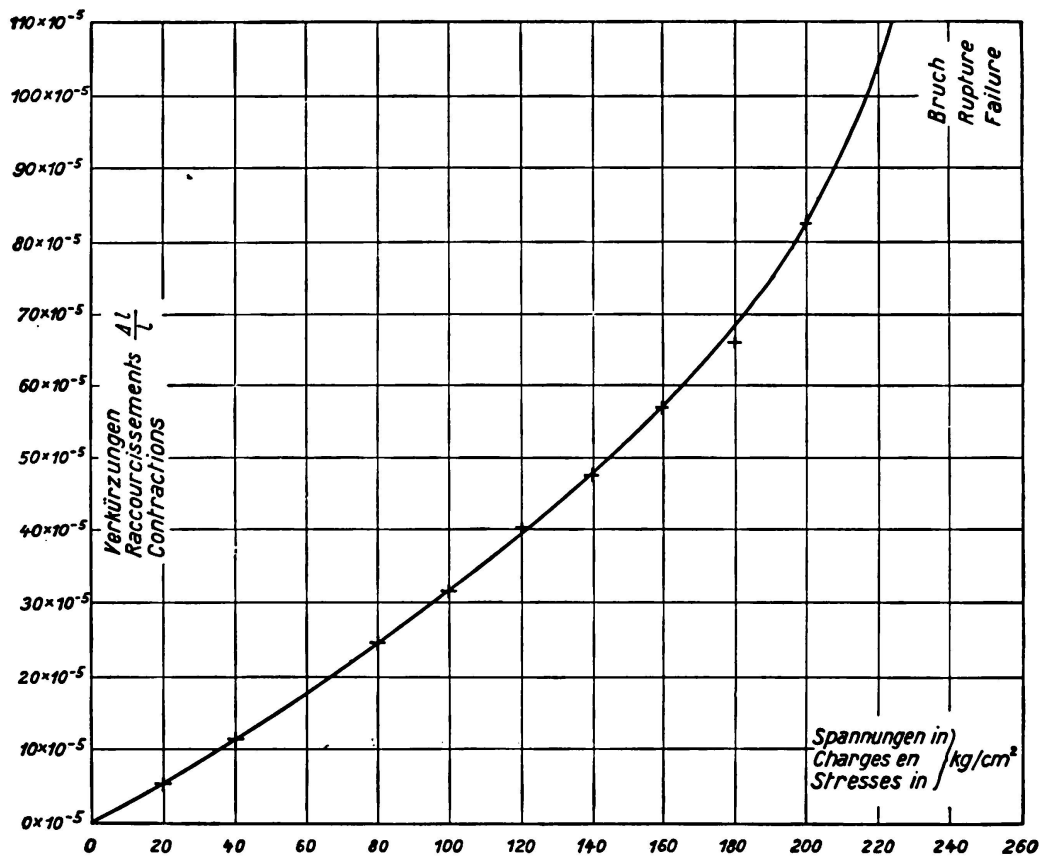


Fig. 2.

Courbe de déformation du béton de ciment.

atteindre localement des chiffres assez voisins de la limite élastique, la rupture d'une pièce que des calculs élémentaires font paraître surabondante est atteinte d'autant plus rapidement que les alternances sont plus fréquentes.

C'est le cas bien connu des arbres de machine qui présentent des sections discontinues à angle vif au voisinage desquelles les fatigues élastiques peuvent être très grandes et qui se rompent sans cause apparente.

De même, les assemblages rivés pour lesquels la fatigue réelle n'est pas très éloignée de la fatigue élastique au bord des trous de rivets, supportent très mal les charges alternées; c'est ainsi que les châssis de locomotives, de wagons ou d'autos, en assemblages rivés, doivent être prévus très surabondants, tandis que les châssis soudés ou emboutis peuvent être beaucoup plus légers.

2° — Béton.

La courbe de déformation du béton a été beaucoup moins étudiée que celle du métal. Sa forme générale présente, au départ, une forme sensiblement rectiligne qui s'incurve nettement dès qu'on dépasse un chiffre voisin de la moitié de la limite de rupture. (Fig. 2.)

Lorsque l'on soumet une éprouvette à des efforts tels que l'on dépasse largement la limite de proportionnalité sans prendre de précautions spéciales, on constate la formation de fissures qui s'amplifient avec la charge jusqu'au moment de l'écrasement total.

Si, au contraire, on prend la précaution de maintenir le béton en place par un serrage latéral, soit par frettage, soit par pression hydraulique, soit par l'importance des masses de béton entourant l'élément comprimé, on constate que, comme pour le métal, on peut atteindre, après déformation plastique, un nouvel état du matériau qui est susceptible de résister élastiquement à des fatigues variables à condition toujours de rester dans des limites définies. (Fig. 3.)

Le cas du béton se trouve compliqué du fait de ses propriétés spéciales, retrait et déformations lentes non reversibles sous l'influence des charges permanentes.

M. Freyssinet a montré, en particulier, qu'une éprouvette de béton soumise à une charge de longue durée se raccourcit environ deux fois plus que la même éprouvette soumise à la même charge pendant un temps très court. Tout ce passe pour le béton, comme si, sous l'influence d'une charge de longue durée le module élastique du béton était réduit de 50 % environ. Ce phénomène joue un rôle important pour l'égalisation des efforts dans les pièces de béton comprimé.

Par exemple, le hourdis d'une poutre T construit après l'âme de la poutre, celle-ci étant à ce moment sous charge, pourra, au bout d'un certain temps, avoir à supporter une partie des efforts de compression qui auront provoqué peu à peu un raccourcissement de la partie comprimée de l'âme.

La répartition des efforts dans un poteau chargé se modifie, au bout de quelque temps. La contrainte dans les barres devient beaucoup plus élevée qu'à l'origine alors que le béton n'avait pas pris, sous charge, tout son retrait.

En résumé, un élément de béton supportant une contrainte constante voisine de 60 % de la caractéristique de rupture se déformera six ou huit fois plus

que le même élément soumis à une contrainte normale de courte durée, en raison de la forme de la courbe de déformation et de l'augmentation du retrait sous charge permanente.

3° — *Liaison entre le béton et le métal.*

Dans une construction en béton armé, la liaison des aciers ronds et du béton est assurée par un phénomène de coincement de la barre dans sa gaine de

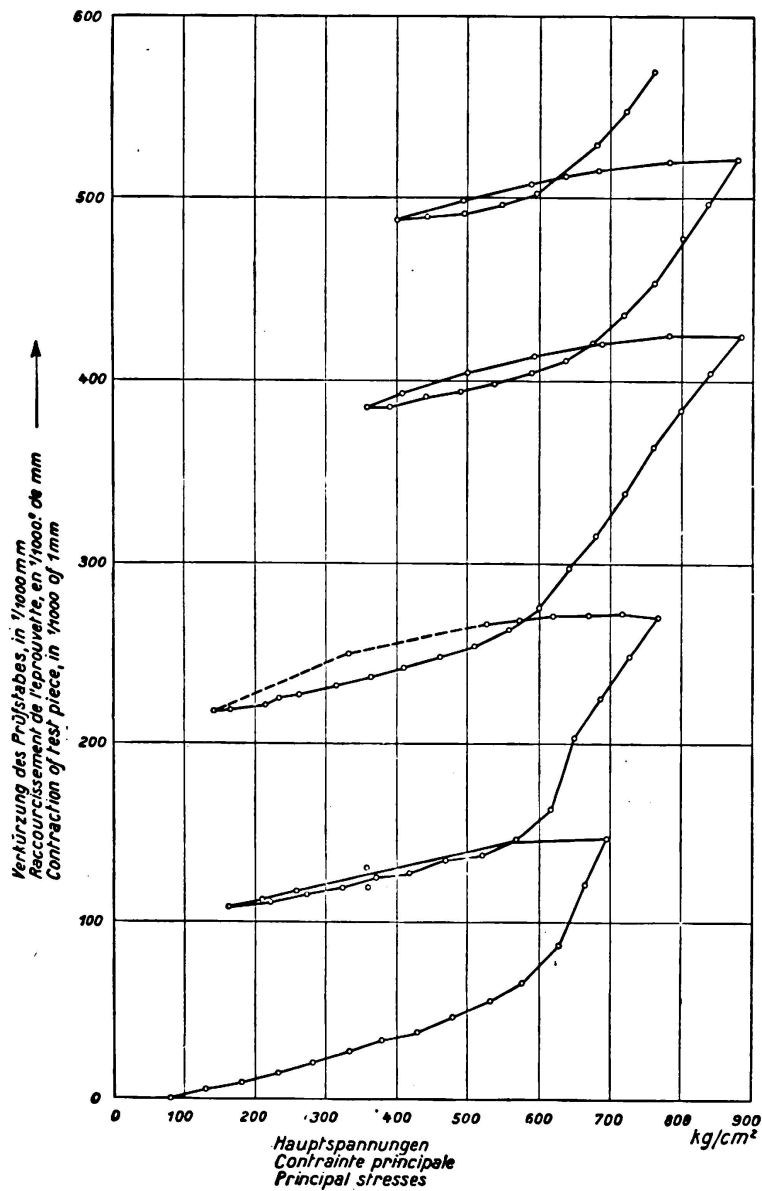


Fig. 3.

Déformation d'une éprouvette de béton fretté hydrauliquement.

béton bien plus que par un phénomène d'adhérence superficielle. Ceci est prouvé par la constance de l'effort qu'il faut développer pour faire glisser une barre de métal dans sa gaine. Si l'adhérence était simplement superficielle, l'effort

tomberait à une valeur très faible dès qu'un premier déplacement se serait produit. (Fig. 4.)

Cette faculté de glissement rend possible la transmission d'efforts d'une barre à l'autre par l'intermédiaire du béton. Il est en effet impossible qu'une barre transmette à une barre voisine la traction qu'elle supporte sans qu'il y ait entre ces deux barres et le béton, un glissement fini qui peut être de l'ordre d'un demi-centième du diamètre de la barre.

Pour que cette adhérence de coincement ne soit pas rompue, il est de toute nécessité d'éviter de trop grandes variations d'efforts entre le béton et la barre.

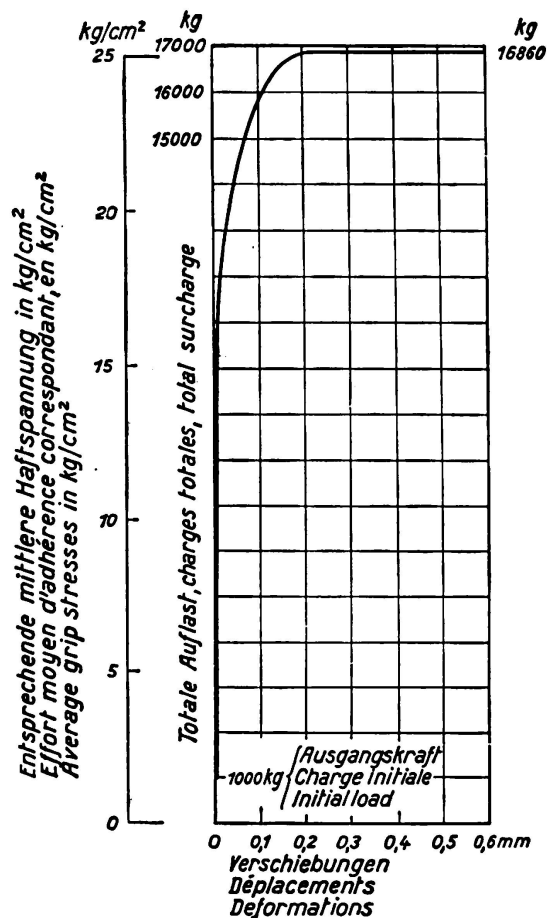


Fig. 4.

Glissement des armatures dans le béton.

Il y a lieu de craindre que les déplacements relatifs successifs des deux éléments aient pour résultat, à bref délai, une désagrégation de la gaine de béton et par conséquent la suppression de l'adhérence. Cette simple remarque permet de se rendre compte de l'utilité des crochets des barres tendues qui, sans apporter peut-être d'appoint de résistance lorsque la construction est neuve, peuvent intervenir utilement si des déformations anormales ou trop répétées ont amené une diminution de l'adhérence.

4° — Déformations pendant la flexion.

La déformation non élastique d'une poutre pendant la flexion peut provenir, soit de déformations non élastiques de l'acier, soit de déformations non élastiques du béton, soit des deux phénomènes superposés.

Si le béton comprimé est largement surabondant, la déformation du métal entre seule en jeu. L'expérience montre que les grandes déformations commencent à se produire, lorsque la limite élastique du métal est atteinte et qu'elles peuvent se poursuivre sur une amplitude considérable si la poutre est bien constituée, sans amener une variation sensible des efforts qu'elle peut porter.

Dans les conditions habituelles du calcul le moment de flexion nécessaire pour produire ces grandes déformations est sensiblement le double de celui qui a servi de base au calcul de la poutre.

Si la charge diminue, la poutre perd une partie de sa déformation et est de nouveau susceptible de fonctionner élastiquement. Ses caractéristiques élastiques

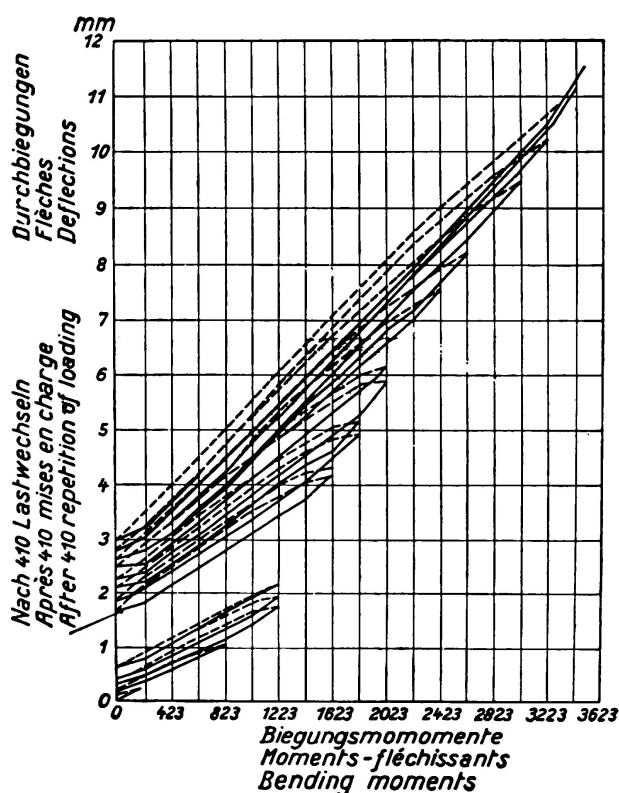


Fig. 5.

Déformation d'une poutre fléchie (d'après les expériences de Mr. Dumas, Ingénieur des ponts et chaussées).

sont toutefois modifiées et l'on pourra tenir compte de la plus grande flexibilité des régions ainsi déformées en faisant intervenir seulement la section réduite où le béton tendu n'est pas pris en compte et en prenant une valeur convenable du module d'équivalence.

Ces résultats sont confirmés par les expériences faites par *M. Dumas*, Ingénieur des Ponts-et-Chaussées, sur la déformabilité des poutres aux charges répétées. (Fig. 5.)

Ces grands allongements du métal ne vont pas sans entraîner la formation de fissures dans la partie tendue du béton. Pratiquement ce sont ces fissures qui limitent la grandeur de la déformation possible. La dimension et le nombre de fissures admissibles sont extrêmement variables selon les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

On rencontre très souvent ces fissures au voisinage des appuis des dalles où le béton comprimé est toujours en excès; s'il s'agit d'un plancher d'habitation recouvert d'un parquet, ces fissures n'ont que fort peu d'importance, si au contraire, le plancher est recouvert d'une chape adhérente, l'apparition de ces fissures sur le sol est du plus mauvais effet. On aura plus de latitude pour un ouvrage protégé que pour celui qui est soumis aux intempéries, les agents corrosifs extérieurs pouvant trouver par les fissures un chemin d'attaque facile. En tout état de cause, il paraît difficile, sans précautions pour atténuer les effets nocifs des fissures, de dépasser un allongement total localisé dans une région limitée, égal à 2 ou 3 fois celui qui correspond aux fatigues élastiques normales.

Dans le cas où le béton se déforme plastiquement, le phénomène est sensiblement plus complexe. La ligne de déformation du béton étant une courbe, le diagramme de répartition des efforts se déforme et le bras de levier du couple résistant diminue.

Cependant, le phénomène conserve dans son ensemble, la même allure que la compression simple. Les grandes déformations dues au béton, à l'inverse de celles qui sont dues au métal, n'ont qu'une faible tendance à ouvrir des fissures. Mais il est nécessaire de s'assurer que le béton est dans des conditions telles qu'il peut subir sans rupture la déformation plastique. Une limite est encore nécessaire. Si le béton n'était pas spécialement maintenu, il ne faudrait pas dépasser une fatigue correspondant à la moitié de la caractéristique de rupture (ce qui amène avec le temps, une déformation environ 4 à 5 fois plus grande que sous la contrainte normale). Les déformations peuvent être plus grandes si un frettage convenable assure la tenue du noyau aux grandes pressions.

Lorsque les deux phénomènes se superposent, ce qui est le cas général des poutres rectangulaires, on se trouve dans les meilleures conditions pour obtenir les plus grandes déformations avec le moins de désordres possibles.

5° — *Déformation plastiques d'effort tranchant.*

Les expériences relatives aux conditions de résistance des poutres à âme pleine à l'effort tranchant sont assez rares. Cependant, l'expérience des constructeurs et les quelques essais que nous avons pu consulter ou exécuter, montrent que les divers systèmes d'armatures que l'on peut employer (armatures parallèles à l'effort tranchant ou incliné à un angle variable de 0 à 45°) sont équivalents. Cela prouve que la poutre peut s'adapter, mais on constate toujours, dès que la résistance à la traction du béton est dépassée, la formation de fissures à 45°. Ces fissures sont tellement fréquentes que l'on a pris l'habitude de leur présence et qu'on les considère comme parfaitement normales. Elles sont cependant la trace apparente de ce phénomène d'adaptation que l'on se refuse souvent à admettre pour la flexion. Il n'y a pas de raison de faire cette différence.

Rôle des déformations plastiques.

Nous pensons ainsi avoir montré que les déformations plastiques interviennent dans tous les éléments d'une construction pour modifier la répartition des forces entre les divers constituants, béton et métal, d'un même élément. Elles ont

également pour effet, de transporter d'un élément portant à l'autre, l'action des forces extérieures.

La grande déformabilité des éléments trop chargés a pour résultat d'augmenter la charge des éléments qui travaillent à un taux moindre et sont relativement plus rigides.

La plasticité des éléments constituants permet donc à une construction de «s'adapter», c'est-à-dire de subir sous l'influence des efforts extérieurs, des déformations non élastiques, telles que les éléments les moins résistants se trouvent déchargés par ceux qui sont plus rigides.

Cette nouvelle répartition d'efforts ne peut évidemment se produire que si les deux conditions suivantes sont remplies :

1. Les déformations non élastiques doivent pouvoir se produire sans compromettre la tenue de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'il faut pouvoir trouver à l'intérieur du système un mode de décomposition des efforts, compatible avec la résistance des éléments. En particulier, si les grandes déformations s'accompagnent de fissures, la liaison entre les deux lèvres devra être assurée par des aciers de section suffisante pour transmettre les forces que traversent les fissures.

2. Si un élément de la construction est insuffisant, il faut que sa déformation ait pour résultat de reporter sur un élément plus résistant une partie de sa charge.

En un mot, le système doit être hyperstatique et stable. Les éléments trop peu résistants joueront le rôle de semi-articulations qui supporteront, pendant leur déformation, un effort qui ne peut dépasser celui qui correspond aux limites élastiques des constituants.

Le nouveau système ainsi réalisé se trouve dans des conditions de résistance différentes du système initial. Il s'est produit une répartition des efforts plus conforme à ses possibilités réelles et, malgré les erreurs de conception, par rapport à la théorie élastique, il peut se conduire parfaitement bien sous l'influence des charges. L'intérêt des systèmes hyperstatiques apparaît ici : une erreur peut être compensée par la déformation de quelques éléments insuffisamment prévus, alors que dans un système strictement isostatique, toute insuffisance, même locale, conduit infailliblement à des déformations considérables puisque rien ne s'oppose à leur développement lorsqu'une cause extérieure permanente a pu les provoquer.

Cependant, le problème devient beaucoup plus complexe lorsque les charges sont variables. Il faut étudier ce qui se passe lorsque, après un premier chargement total, le système se trouve déchargé.

Celui-ci tend à reprendre sa forme initiale pour autant que les éléments déformés plastiquement peuvent le permettre.

Cette remise en état aura pour conséquence, selon l'importance relative des surcharges et du poids propre, une diminution ou même un renversement des efforts dans les éléments qui ont subi les déformations plastiques.

Or, nous avons vu plus haut que si les déformations élastiques peuvent être répétées un grand nombre de fois, les déformations plastiques ne peuvent l'être qu'une fois ou qu'un nombre de fois très limité.

Pour assurer la durée du système, il faudra donc que, sous l'influence de toutes les variations de surcharges possibles, toutes les déformations restent

parfaitement élastiques à partir de la déformation totale, élastique ou non, qu'a subi le système sous l'influence des charges et surcharges les plus défavorables.

L'incertitude de la valeur exacte de tous les efforts internes obligera à limiter la déformation élastique alternative en s'imposant par exemple que, calculées par des méthodes habituelles, les variations de fatigue dans les éléments déformés plastiquement sous l'influence des charges variables ne devront pas dépasser certaines valeurs.

Jusqu'à ce que des expériences précises aient permis de fixer ces chiffres, autrement dit de déterminer les limites d'endurance aux efforts alternés, il apparaît que les limites généralement adoptées: moitié de la limite élastique pour l'acier, 28/100 de la résistance à la compression pour le béton, doivent être de nature à donner toute sécurité. En ce qui concerne l'adhérence des barres, on devra s'assurer que de bons ancrages seront capables, en tout état de cause, de transmettre les efforts.

Applications.

Semi-articulation.

Une semi-articulation est, en principe, constituée par une mince galette de béton comprise entre deux nappes d'armatures établies pour provoquer les efforts de frottement nécessaires au maintien du noyau de béton et pour transmettre les pressions au reste de la construction.

Les déplacements non élastiques qui se produisent au moment du retrait ou de la mise en charge de la construction, seront absorbés par le noyau de béton pendant sa déformation plastique qui peut être considérable. Il sera suffisant, pour assurer la durée, de vérifier que sous l'influence des charges alternées les variations de fatigue du noyau restent dans les limites permises.

Planchers semi-encastés.

Il est d'usage courant en construction, de constituer les planchers en béton armé par des dalles et des poutres dont les moments fléchissants ne sont pas calculés conformément à la théorie élastique mais en admettant plus simplement, par exemple, que pour un élément uniformément chargé, le moment de flexion au milieu de la portée est plus faible que celui de la poutre sur appuis simples et que les moments sur appuis sont en valeur absolue légèrement supérieurs au complément strictement nécessaire du moment pris au milieu.

Voyons dans ces conditions, quelle sera la répartition réelle des moments fléchissants dans la section du milieu et la section sur appuis lorsqu'on appliquera sur la poutre une charge progressive.

Au début du chargement, toute la poutre fonctionne élastiquement. La répartition des efforts a lieu conformément à la théorie. Dès que les contraintes dans les sections sur appuis se rapprochent des contraintes plastiques, les déformations s'accroissent sous moment sensiblement constant. Il se produit une rotation des sections d'appui et les efforts dans la section du milieu croissent plus rapidement qu'au début (courbes A B et a b, fig. 6).

On arrive ainsi à la surcharge prévue ($p + s$) pour laquelle l'effort supporté par la section sur appuis ne peut dépasser sensiblement le double de celui qui

avait été prévu, tandis que l'effort porté par la section médiane est inférieur à la prévision.

Si, à ce moment, on décharge d'une certaine quantité, l'ensemble fonctionne élastiquement. Le diagramme des efforts dans la section sur appuis est représenté par la ligne bc, tandis que dans la section médiane, l'effort diminue suivant la ligne BC.

Si, l'on réduisait la charge jusqu'à 0, il arriverait un moment où dans les sections sur appuis, les contraintes s'annuleraient, puis changeraient de sens. Mais

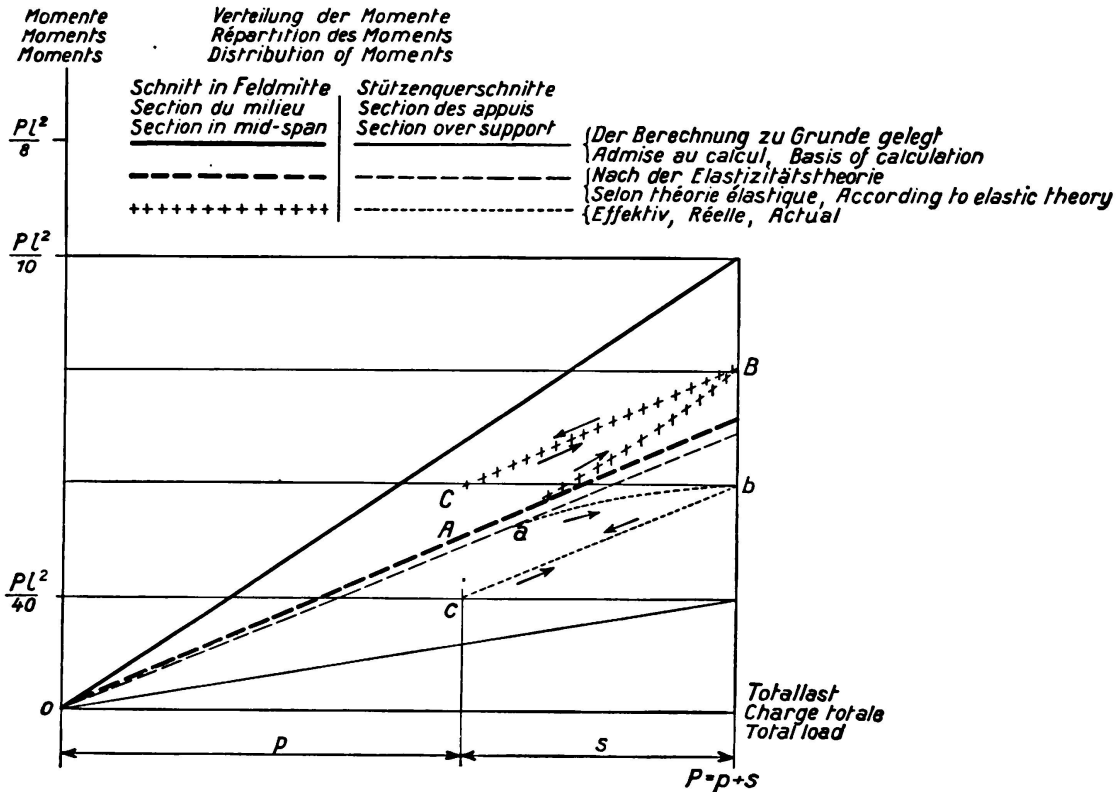


Fig. 6.

Fatigues aux appuis et au milieu de la portée d'une poutre semi-encastree.

nous avons vu que pour assurer la durée de la construction, il est nécessaire que sous l'influence de la surcharge seule, la diminution d'efforts dans la section ayant subi une déformation plastique, reste dans une certaine limite bc.

On peut ainsi déterminer quel doit être le maximum du rapport entre la surcharge variable et le poids propre pour assurer la durée de la construction.

Appliquons ce raisonnement à un hourdis nervuré ordinaire dans lequel la section médiane a été calculée avec un moment de flexion égal à $\frac{Pl^2}{10}$

$$P = p + s$$

où p est le poids propre

et s, la surcharge uniformément répartie.

Les sections sur appuis sont supposées calculées avec le moment

$$\frac{Pl^2}{30}$$

Lorsque l'on applique à une poutre ainsi constituée la théorie élastique, en tenant compte des variations de moments d'inertie, au milieu et sur appuis, on constate que le moment sur appui est sensiblement égal au produit de la charge uniforme par $\frac{l^2}{15}$.

Si donc nous voulons que la suppression de la surcharge s ne produise dans la section sur appuis qu'une variation de moment compatible avec sa résistance, il faudra que :

$$\frac{sl^2}{15} < (p + s) \frac{l^2}{30}$$

Cette inégalité montre que s doit être plus petit que p .

Si nous considérons maintenant le cas d'une poutre rectangulaire uniformément chargée, il n'est pas rare de la calculer avec un moment de flexion égal à $\frac{Pl^2}{15}$ au milieu et sur appuis.

Or, le moment réel sur appuis d'une telle poutre, puisque son inertie est constante, est égal à $\frac{Pl^2}{12}$.

Pour assurer la sécurité, il faudra donc que l'on ait l'inégalité

$$\frac{sl^2}{12} < (p + s) \frac{l^2}{15}$$

d'où $s < 4p$.

Ce simple calcul permet de concevoir pourquoi il est possible de construire un plancher destiné à porter de faibles surcharges (planchers d'habitations pour lesquels la surcharge est inférieure au poids propre) en employant des formules empiriques, en contradiction apparente avec la théorie élastique, alors qu'il est impossible de construire suivant ces mêmes formules, des planchers d'entrepôt lourdement chargés sans que des désordres se manifestent assez rapidement.

Plus le poids propre est faible vis-à-vis des surcharges, plus la construction est difficile à bien réaliser ; c'est le cas bien connu des poutres de ponts roulants qui sont soumises à des efforts alternés répétés et surtout des traverses de chemin de fer en béton armé. Dans ce dernier cas, les conditions d'adhérence surtout, sont tellement difficiles à remplir rigoureusement que leur emploi sur les voies chargées est très aléatoire. Toutefois, il n'est pas interdit de penser que l'application de procédés spéciaux, tels que la mise sous tension des aciers qui éviterait des inversions d'efforts, permettrait de résoudre le problème. Celui-ci a été résolu de cette façon, en particulier, pour les poteaux de lignes électriques par *M. Freyssinet*, qui a pu constater qu'un poteau, même très léger, armé de barres fortement tendues, est incomparablement plus résistant et plus durable qu'un poteau analogue armé de barres ordinaires.

Portiques étagés —

Les théories précédentes pourraient s'appliquer aux portiques étagés.

Il nous paraît d'ailleurs que l'ignorance à peu près complète où l'on est de la répartition des efforts pendant la construction, rend quelque peu illusoire l'application intégrale des formules déduites de la théorie de la résistance des matériaux. En effet, la construction est conduite généralement de façon telle que les éléments ne sont chargés que successivement, dans un ordre qui n'est pas toujours prévisible. De plus, pendant les travaux, des surcharges accidentelles peuvent venir modifier d'une façon sensible la répartition des efforts.

Il paraît plus rationnel d'envisager, pour le système, la possibilité de déformations non élastiques des éléments les moins résistants sous l'influence des charges les plus défavorables, et d'examiner ce qui se passe ensuite lorsque l'on supprime les surcharges seules. Les déformations qui se produisent alors restent suffisamment élastiques pour qu'il ne soit pas absolument vain d'appliquer la théorie classique du système déformable, en tenant compte dans le calcul des inerties des propriétés nouvelles des éléments déformés plastiquement. Il semble que la pratique courante, qui admet que les milieux de poteaux constituent des articulations, puisse être, dans la généralité des cas, justifiée par ce qui précède.

Résumé.

Ce bref exposé aura, nous l'espérons, suffi à montrer que, dans la stabilité des constructions, le rôle du poids propre et celui des surcharges variables sont sensiblement différents, du fait même de la nature des matériaux qui peuvent «s'adapter» sous la charge constante, mais ne le peuvent pas sous des charges variables.

C'est d'ailleurs cette remarque, appuyée par l'expérience empirique de tous les constructeurs, qui avait conduit les auteurs du règlement de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France à majorer les surcharges, par rapport au poids propre, de façon à tenir compte, simplement et d'une façon effective, de leur action nettement défavorable.

Les constructions massives ont à ce point de vue une supériorité réelle sur les autres; les dalles pleines, les planchers type champignon sont très indiqués sous les fortes surcharges. Dans les grands ouvrages, ponts ou viaducs, il sera bon d'éviter l'allègement excessif du tablier par l'emploi de poutrelles ou de longrines d'un poids propre relativement faible; il est, à tous points de vue, plus rationnel de placer les poutres principales directement sous les fortes charges.

En résumé, la construction la plus durable est celle où les variations de contraintes sous les surcharges ont les plus faibles valeurs relatives possibles. Ce résultat peut être obtenu soit par augmentation du poids propre, soit par tout artifice tendant à augmenter la valeur relative des efforts dus aux charges permanentes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa2

La résistance du béton et du béton armé soumis à des efforts permanents et répétés.

Festigkeit des Betons und des Eisenbetons bei dauernder und bei oftmals wiederholter Belastung.

The Strength of Concrete and Reinforced Concrete under Sustained and Frequently Repeated Loading.

O. Graf,

Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

La recherche de la résistance à la fatigue du béton exige des essais vastes et de longue durée. En effet: la résistance du béton dépend de son âge; le traitement du béton n'est pas sans influence (humidité et température au moment des essais ainsi qu'à l'état primitif, avec et sans tensions de retrait); le développement de la résistance du béton est influencé par les propriétés du ciment; la résistance dépend aussi de la composition granulométrique du béton; la participation de l'armature à la transmission des efforts dépend largement de la résistance aux déformations du béton, qui varie dans une proportion importante avec la durée de l'application de la surcharge, la grandeur de la sollicitation, le degré d'humidité du béton, etc.

Il ne faut pas oublier encore les nombreuses influences que nous connaissons déjà par les essais ordinaires sur le béton et le béton armé (dosage en ciment, rapport entre la quantité d'eau et celle de ciment, composition granulométrique, nature du gravier, mode de préparation, etc.). Il faut encore déterminer si ces influences sont les mêmes sur la résistance à la fatigue et sur la résistance ordinaire.

Nous employons ici le terme: résistance à la fatigue dans un sens tout-à-fait général. Dans les applications techniques il faut déterminer et distinguer le genre de résistance à la fatigue (compression, traction, efforts alternés, flexion, cisaillement, flambage) ainsi que le mode de surcharge (immobile seulement, répétée seulement, partiellement immobile et partiellement répétée, etc.).

Nous allons résumer brièvement les connaissances actuelles sur la résistance à la fatigue du béton et du béton armé. Nous pourrions en conclure, ainsi que nous l'avons souvent démontré dans les milieux professionnels, que pour un progrès systématique, il est encore bien des questions à mettre au point.

1° *Résistance à la fatigue du béton comprimé.*

Les chiffres que nous donnerons dans ce qui suit sont valables pour du béton âgé du plus de six mois lors des essais et conservé dans les locaux de travail après avoir été maintenu humide au début.

a) *Résistance à la fatigue du béton comprimé par une surcharge immobile (stabilité à la fatigue).*

Nous ne connaissons pas encore de résultats d'essais sur la résistance du béton soumis à une surcharge permanente immobile. Il existe cependant quelques observations dont nous tiendrons compte au cours de nos essais. Il s'agit des essais groupés sous b) et c) d'après lesquels on peut dire que la stabilité à la fatigue du béton sera les $\frac{4}{5}$ èmes de la résistance lors des essais de compression ordinaires.¹

b) *Résistance à la fatigue du béton soumis à une compression souvent répétée (résistance aux efforts répétés non alternés).*

Citons les essais de *Joly, Hatt, Ornum*² et *Mehmel*² ainsi que les essais plus récents de *Graf et Brenner*³ qui furent exécutés pour la Commission allemande du béton armé. Il résulte de ces essais que la résistance à la compression due à des efforts répétés non alternés de poteaux en béton de différentes compositions, en particulier de différents pourcentages de ciment et de différentes compositions granulométriques, est à peu près 0,6 fois la résistance des primes utilisés dans les essais ordinaires de rupture. La composition du béton n'a qu'une importance restreinte; la valeur du rapport décroît en général pour une résistance croissante.

Le nombre d'oscillations de la charge se montait à environ 260 à la minute; le nombre total d'oscillations pour lequel on détermina la résistance aux efforts répétés non alternés était de deux millions.

Le nombre d'oscillations entraînant la rupture croît avec une fréquence croissante (au cours des essais on admit des fréquences de 10 à 450 oscillations à la minute). La résistance aux efforts répétés non alternés était un peu plus grande pour une fréquence plus grande.

c) *Résistance à la fatigue du béton comprimé en même temps par une surcharge immobile et une surcharge souvent répétée.*

L'amplitude des charges oscillantes qui peuvent être supportées deux millions de fois, décroît avec l'accroissement des charges permanentes. La fig. 1 par exemple nous montre que, pour un béton dont la résistance de prisme est de 180 kg/cm², l'amplitude S est la suivante:

pour une charge permanente	$\sigma_u = 6 \text{ kg/cm}^2$,	S = 109 kg/cm ²
„ „ „ „	$\sigma_u = 118 \text{ kg/cm}^2$,	S = 39 kg/cm ²
„ „ „ „	$\sigma_u = 157 \text{ kg/cm}^2$,	S = 8 kg/cm ²

¹ Lorsqu'il s'agit de relever les tensions de compression admissibles du béton, il faut remarquer que la grandeur des déformations du béton pour une surcharge permanente doit aussi être prise en ligne de compte (cf. *Graf*, „Beton und Eisen“, 1934, p. 167, ainsi que *Hummel*, „Zement“, 1935, p. 799).

² cf. *Graf*, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente“, Springer, Berlin, p. 116, ainsi que *Hatt et Mills*, Bulletin 34 of the Purdue University, 1928.

³ cf. *Cahier 76* du „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Un autre rapport paraîtra en 1936.

Chaque essai durait au moins 5 jours. Les valeurs que nous avons obtenues ainsi, nous montrent que la résistance à un effort permanent, lors d'un essai à la fatigue de 5 jours environ, est à peu près égale à la résistance de prismes, obtenue lors des essais ordinaires d'écrasement (165 kg/cm^2 d'effort total dans un essai à la fatigue contre 180 kg/cm^2 dans un essai d'écrasement).

d) Généralités sur la résistance à la fatigue du béton comprimé.

D'après les normes relatives au béton et au béton armé, la compression admissible pour des poteaux sollicités centriquement, est au plus égale au $\frac{1}{3}$ de la résistance de cubes de béton après 28 jours. Lorsque l'on admet pour les poteaux une résistance égale aux $\frac{2}{3}$ au moins de la résistance des cubes, la

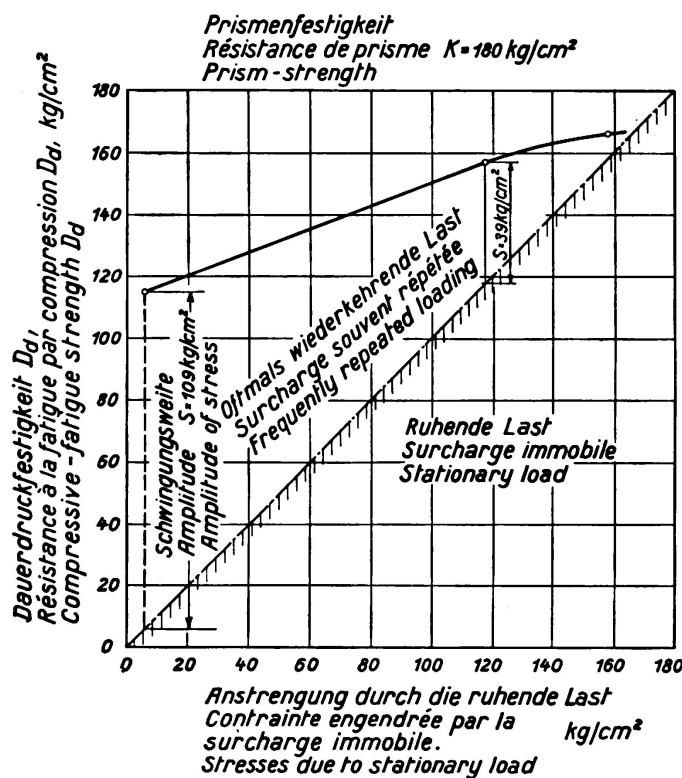


Fig. 1.

Essais à la fatigue par compression sur des prismes de béton non armé.

sollicitation admissible du béton se monte à la moitié de la résistance des poteaux.

Cette sollicitation des poteaux n'est pas beaucoup au-dessous de la capacité de résistance à une compression souvent répétée, si l'on ne tient pas compte de l'accroissement de la résistance avec l'âge. Si l'on admet une croissance nette de la résistance avec l'âge, il faudrait y adapter les sollicitations usitées en Allemagne, même lorsque seules des surcharges répétées déterminent le dimensionnement.

Dans l'avenir on pourra examiner dans quelles conditions un relèvement de la compression admissible du béton est possible quand principalement des charges immobiles déterminent le dimensionnement.

2° Résistance à la fatigue du béton soumis à la traction.

On a exécuté à Karlsruhe des essais de ce genre; ils ont donné des résultats semblables à ceux que nous avons sous 1a et 1b pour la compression.⁴ Ces résultats n'ont pas encore été publiés.

3° Résistance à la fatigue du béton soumis à la flexion.

Clemmer⁵ et plus tard Olden⁵ ont fait des essais sur du béton soumis à la flexion. La surcharge était appliquée 40 fois à la minute. Les résultats montrent

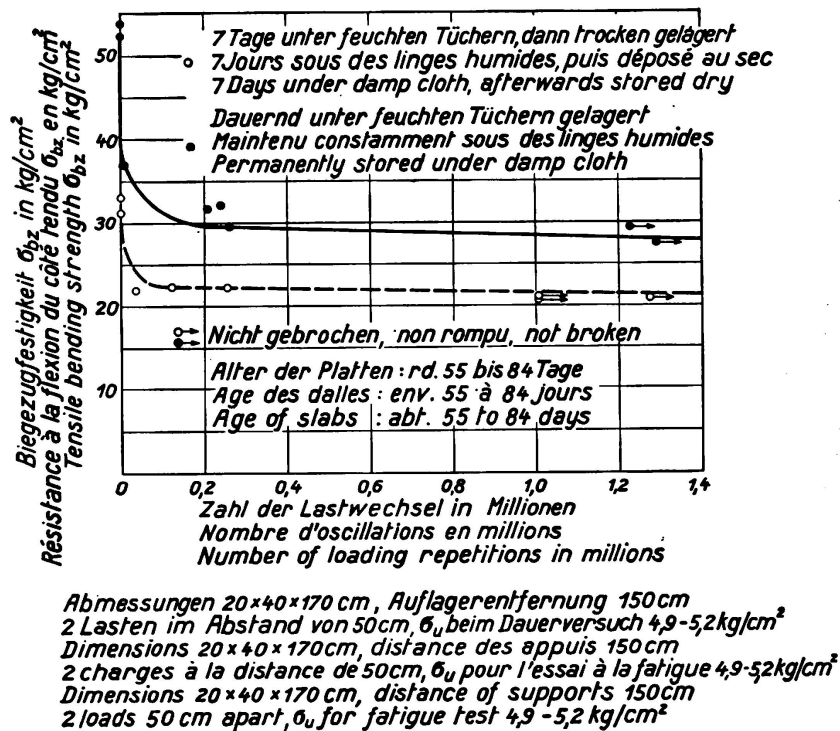


Fig. 2.

Essais à la fatigue par flexion sur des dalles de béton non armé.

que la résistance à la fatigue du béton soumis à des efforts répétés non alternés est environ la moitié de la résistance à la flexion déterminée de la façon ordinaire.

Des essais que nous avons exécutés nous-mêmes en 1935, donnés dans la fig. 2, ont fourni les résultats suivants: Des poutres maintenues constamment humides, ont montré une résistance à la fatigue de 28 kg/cm^2 pour des efforts répétés non alternés; la résistance normale à la flexion est de 53 kg/cm^2 , le rapport est donc $0,53:1,0$. Des poutres maintenues humides au début puis déposées au sec possédaient une résistance à la fatigue de 21 kg/cm^2 pour des efforts répétés non alternés; la résistance ordinaire à la flexion est de 32 kg/cm^2 , le rapport est donc dans ce cas de $0,66:1,0$.

D'autres essais sont en cours.

⁴ D'après une communication de Monsieur le prof. Dr. ing. Kammüller.

⁵ Ces essais furent publiés en résumé dans Graf: „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente“, p. 117.

4° Résistance à la fatigue de poteaux en béton armé soumis à la compression.

Lorsque l'on veut juger de la résistance à la fatigue des poteaux en béton armé il ne faut pas oublier de remarquer ce qui suit:

a) L'élasticité de l'acier et, par conséquent, la résistance au flambage des armatures n'est pas ou que peu influencée par des charges permanentes ou par des surcharges souvent répétées.

b) La limite d'écrasement diminue avec le temps sous l'effet de charges permanentes.⁶

c) Les déformations du béton dépendent dans une forte mesure de la durée et de la grandeur de la surcharge. La participation du béton à la transmission des forces dans les poteaux en béton armé varie par conséquent avec la durée et la grandeur de la surcharge; elle dépend encore de la composition du béton ainsi que de son degré d'humidité.

Nous ne connaissons jusqu'à présent aucun résultat de recherches sur la résistance de poteaux en béton armé soumis à des charges permanentes ou souvent répétées ou encore à l'action combinée de charges permanentes et de charges souvent répétées.

5° Résistance à la fatigue de dalles en béton armé soumises à la flexion.

La résistance de dalles en béton armé, de construction et d'exécution courantes est déterminée par la résistance de l'acier dans la zone tendue.

La limite d'écoulement de l'acier de la zone tendue est dépassée sous l'effet de charges croissant lentement et graduellement; il en résulte, dans les conditions ordinaires, de telles déformations que la dalle apparaît comme pratiquement inutilisable. La résistance des dalles dépend donc directement de la limite d'écoulement lorsque l'on a affaire à des surcharges immobiles. La limite d'écoulement est, dans le cas d'une surcharge agissant très longtemps, légèrement plus petite que lors des essais ordinaires de traction (cf. 4).

Une armature tendue, soumise à une surcharge souvent répétée (non alternée) peut, lorsqu'il s'agit de ronds ordinaires, atteindre la limite d'écoulement lorsque la surface présente un aspect normal.⁷ Pour les aciers à haute limite d'écoulement, la résistance aux efforts de traction répétés non alternés, est plus petite que la limite d'écoulement. Pour de tels aciers, la résistance aux efforts de traction répétés non alternés dépend beaucoup plus fortement de l'aspect extérieur des barres que pour les aciers ordinaires du commerce. Par ex. la rupture des armatures tendues⁸ dans une dalle simple se produisit lorsque:

$\sigma_{e \max}$ était plus grand que . . .	2900	3100	3300	2830 kg/cm ²
Amplitude	2570	2640	2830	2565 kg/cm ²

pour ces valeurs on obtient:

une limite d'écoulement σ_s . . .	2970	4280	4500	6150 kg/cm ²
pour les aciers	37	60	Isteg	en treillis ⁸

⁶ cf. Siebel et Pomp, Communications du „Kaiser Wilhelm-Institut für Eisenforschung“, volume X, mémoire 100.

⁷ cf. par ex. „Beton und Eisen“, 1934, p. 169.

⁸ Pour plus de détails, cf. „Beton und Eisen“, 1935, p. 149.

Il résulte de ceci, ainsi que d'autres essais exécutés à Stuttgart que l'on doit admettre que la résistance d'une armature tendue est limitée par des amplitudes d'env. 2600 kg/cm² pour des surcharges souvent répétées. Il faut encore admettre dans ce cas que l'acier présente une surface extérieure normale et la conserve.

Les aciers à haute limite d'écoulement sont susceptibles de supporter des tensions admissibles plus élevées lorsque la surcharge est immobile que lorsqu'elle est mobile. Ces aciers sont donc à employer en construction métallique pour les parties qui sont principalement soumises à des surcharges immobiles.

Dans le choix des surcharges admissibles, outre la résistance des dalles, il faut encore observer que des fissures dans le béton de la zone tendue peuvent diminuer la protection des armatures, lorsque la largeur de ces fissures est trop grande pour les conditions de l'ouvrage (par ex. en plein air).⁹

Le rapport, entre les déterminations lors des essais et l'expérience acquise sur les constructions, de la largeur admissible des fissures n'a pas encore été établi.

6° *Résistance à la fatigue de poutres en béton armé soumises à la flexion.*

Dans la discussion des conditions de résistance à la fatigue des dalles (sous 5), nous avons supposé que l'armature était suffisamment ancrée dans les conditions ordinaires et que dans ce cas les propriétés du béton n'avaient qu'une importance secondaire, pour autant que les normes alors valables étaient appliquées, c'est-à-dire pour autant que la résistance minima exigée du béton était dépassée. Ces admissions ne sont en général pas suffisantes pour des poutres, car on utilise des fers plus forts dans les poutres que dans les dalles, d'où il résulte que la compression du béton produite par les crochets est beaucoup plus forte et que les fers pliés doivent supporter de fortes compressions aux pliures. Lorsque le béton a une résistance moyenne et lorsque les fers ont un gros diamètre, ce que nous avons dit ci-dessus peut entraîner la destruction du béton, avant même que les efforts dans l'acier aient atteint la limite d'écoulement¹⁰ (cf. fig. 3).

La résistance du béton est donc à déterminer suivant les dimensions de l'armature; en tous les cas il faut, en partant de rapports limites à déterminer, faire dépendre de l'armature la résistance nécessaire du béton.¹¹ Ces rapports sont beaucoup plus prononcés pour une surcharge souvent répétée que pour une surcharge immobile.

La plupart des essais de fatigue à la flexion, exécutés sur des poutres en béton armé se limitent à la détermination de l'influence des surcharges souvent répétées mais inférieures à la résistance à la fatigue, sur la charge maxima, déterminée suivant la méthode ordinaire, que peut supporter la poutre après les essais de fatigue. En se basant sur les résultats des nombreux essais de fatigue de tous genres, on pouvait prévoir que des charges souvent répétées, dépassant

⁹ cf. „Beton und Eisen“, 1935, p. 148.

¹⁰ cf. „Beton und Eisen“, 1935, p. 147.

¹¹ Les nouvelles normes allemandes relatives au béton armé contiennent des prescriptions dans ce sens.

nettement la surcharge admissible, mais non la résistance à la fatigue, n'influenceraient pas ou que peu la résistance à la rupture ordinaire.¹² C'est pourquoi l'on ne peut fixer la résistance à la fatigue par flexion de poutres en béton armé qu'après avoir déterminé les surcharges souvent répétées qui ne provoquent juste pas la rupture mais qui l'entraînent pour un faible accroissement.

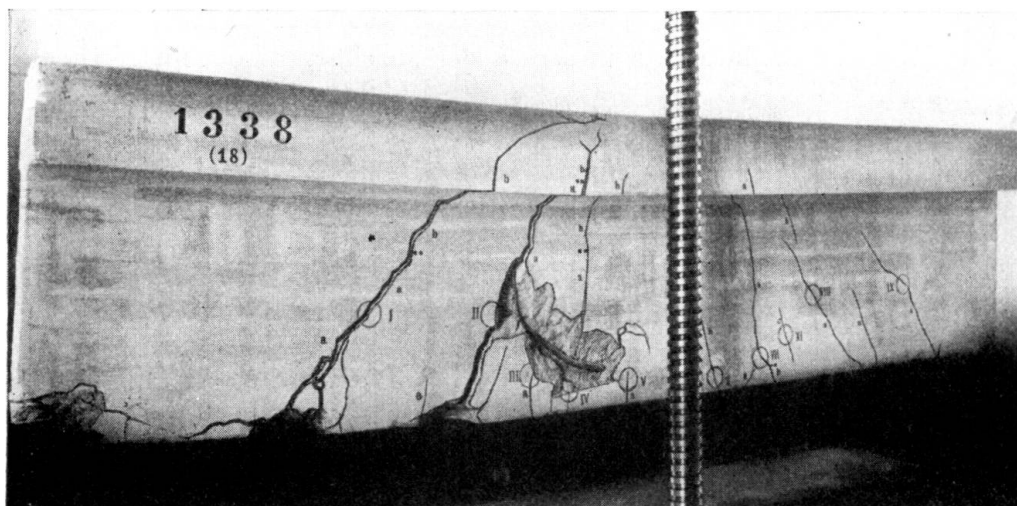


Fig. 3.

Poutre de béton armé ayant subi une flexion souvent répétée.

Nous proposons d'autre part de faire dépendre la charge admissible, d'une plus grande largeur admissible des fissures; si l'on veut le faire, il faut spécialement remarquer que dans des poutres, la largeur des fissures atteint des valeurs maxima dans les régions où l'armature est variable, principalement à l'endroit des pliures. Il faut encore ajouter que dans des conditions identiques, la largeur des fissures dépend de la distance de ces dernières. A part cela les remarques que nous avons faites à la fin de 5° sont valables ici.

Résumé.

Les essais exécutés jusqu'à présent montrent que la résistance du béton aux efforts souvent répétés (efforts répétés non alternés) de compression, de traction et de flexion atteint au moins la moitié de la résistance obtenue lors des essais ordinaires de rupture. Lorsqu'en plus des efforts souvent répétés on a encore des charges immobiles, les limites des charges oscillantes, qui peuvent être supportées un nombre infini de fois, deviennent plus petites. La résistance aux surcharges immobiles peut être évaluée au moins aux $\frac{4}{5}$ de la résistance obtenue lors d'un essai ordinaire de rupture.

Quant à la résistance à la fatigue du béton armé, seuls des essais sur des dalles et des poutres ont été effectués. Les résultats relatifs aux armatures

¹² cf. „Handbuch für Eisenbetonbau“, 1^{er} volume, 4^{ème} édition. p. 46 et suivantes, ainsi que les sources qui y sont indiquées.

concordent avec les données connues de la résistance à la fatigue de l'acier. Les aciers à haute limite d'écoulement sont à employer lorsqu'on a principalement affaire à des surcharges immobiles. Dans les poutres qui doivent supporter des efforts souvent répétés, la résistance du béton sera dépassée aux endroits des pliures et des crochets des barres lorsque l'armature est disposée suivant les méthodes ordinaires. C'est pourquoi la Commission allemande du béton armé fait exécuter en ce moment de plus vastes essais sur la résistance au glissement et sur l'ancrage des armatures soumises à des surcharges souvent répétées.