

Compensation des efforts de traction engendrés par la flexion

Autor(en): **Dischinger, Fr.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2958>

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.

IVb 2

Compensation des efforts de traction engendrés par la flexion¹.

Ausschaltung der Biegezugsspannungen bei Balken- und Stabbogenbrücken¹.

Elimination of Bending Tensile Stresses in R. C. Bridges¹.

Dr. Ing. Fr. Dischinger,
Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

I. Aperçu historique.

Depuis le début du siècle beaucoup de savants se sont occupés de la mise en tension préalable des fers d'armature dans le béton armé. Par cette idée il devait être possible de réaliser :

a) une réduction ou une élimination complète des contraintes de traction dans le béton et par le fait même des fissures fines préjudiciables à l'existence du béton armé. Un corps de béton armé sollicité à la seule compression a, comme la pierre naturelle, une existence presque illimitée. La preuve en est les ouvrages conservés de l'époque des Romains, ouvrages dont la pierre et le mortier de liage ont résisté à toutes les intempéries jusqu'à nos jours.

b) un relèvement des contraintes admissibles dans le fer. Ces contraintes, on le sait, sont nettement plus faibles dans les armatures du béton armé que dans les constructions métalliques, en tenant compte du fait que le béton armé est un corps de liaison dans lequel les contraintes du fer ne doivent être transmises que par des contraintes d'adhérence et de cisaillement. Un relèvement, dans le béton armé, des contraintes admissibles pour le fer jusqu'à la limite admissible pour les constructions métalliques est irréalisable, par suite des trop grandes contraintes d'adhérence et par suite aussi des fissures fines plus nombreuses et plus grandes qui en résultent. Par contre, l'ingénieur constructeur expérimenté cherche, lorsque cela est possible, à exécuter ses constructions avec l'acier moins sollicité St 37 au lieu de l'acier St 52, afin d'obtenir une plus grande sécurité vis-à-vis des fissures fines.

Le problème d'une solution utilisable et économique de cette question devient toujours plus important avec les portées toujours croissantes de nos ponts et de nos halls, car les contraintes de traction dans le béton croissent fortement par suite du massage des armatures tendues. Par une mise en tension préliminaire des armatures on peut donner au béton des précontraintes de compression par lesquelles les contraintes de traction par flexion seront dépassées, de telle sorte qu'il ne reste plus ou presque plus de contraintes de traction par flexion.

¹ Patented in Germany and abroad.

L'ancien maître de la construction en béton armé Koenen a reconnu le premier la valeur de ces précontraintes; il a exécuté dans ce sens un grand nombre d'essais sur des poutres de béton armé et il a observé que les armatures bétonnées avec précontraintes perdaient une grande partie de leurs précontraintes par suite du retrait du béton et des raccourcissements qui en résultent. Par suite de cette constatation on a durant longtemps abandonné cette idée comme sans avenir.

Dans un autre domaine de la construction en béton armé, celui de l'arc à deux articulations avec tirant, qui est aussi largement employé dans la construction des ponts que dans celle des halls, la mise en tension préalable s'est fortement développée. Le procédé que j'avais indiqué a été appliqué pour la première fois en 1928, dans le pont de Saale près de Alsleben, pont de 68 m de portée construit par Dyckerhoff et Widmann A.-G.² Dans ces ponts à deux articulations avec tirant il se produit, ainsi qu'on le sait, de très grands moments de flexion résiduels, par suite du raccourcissement de l'arc et de l'allongement du tirant. Dans le raccourcissement de l'arc, nous ne considérons d'abord que le raccourcissement résultant des forces de compression et du retrait. Je parlerai plus tard de l'influence plastique de l'écoulement par viscosité. Par une mise en tension préalable du tirant, au moyen de vérins hydrauliques, il est actuellement possible que l'axe du système mis en tension préliminaire soit, sous l'effet du poids du système, identique à l'axe projeté, c'est-à-dire que les deux axes aient exactement le même surbaissement l/f de telle sorte que les moments de flexion additionnels résultant de la déformation disparaissent. Le tirant doit se raccourcir de la même façon que l'arc, c'est-à-dire que nous devons tendre le tirant non seulement de la mesure de son allongement par les forces de traction, mais aussi de la mesure du raccourcissement de l'arc et, afin de pouvoir réaliser cela, il faut laisser ouvert dans le tablier de béton armé un joint de la grandeur de ce raccourcissement de la voûte, qui ne sera fermé qu'après la mise en traction du tirant. Par ce procédé de mise en tension préalable et la séparation du tirant de la section du tablier de béton armé, il est possible d'éliminer non seulement les moments de flexion résiduels de l'arc, mais en même temps aussi les contraintes de traction dans le tablier de béton armé. Après la traction on peut bétonner les ancrages de traction de telle sorte que ces derniers forment avec le tablier de béton armé un tirant commun pour la poussée horizontale résultant de la charge utile. Par suite de cette poussée horizontale engendrée par la charge utile, il se produit cependant de faibles efforts de traction dans le tablier de béton armé, que l'on peut toutefois éliminer aussi en augmentant, après la fermeture du joint, la tension des ancrages de telle sorte que les précontraintes de compression qui en résultent dans le tablier de béton fassent plus tard équilibre aux contraintes de traction résultant de la poussée horizontale engendrée par la charge utile.

Le procédé décrit a trouvé une large application au cours de ces dernières années dans la construction des hangars d'aviation en arc et pour des portées allant jusqu'à 100 m. Dans ce cas, les gros fers ronds formant le tirant sont

² Fr. Dischinger: „Beseitigung der zusätzlichen Biegemomente im Zweigelenkbogen mit Zugband“, Congrès international des Ponts et Charpentes, Zurich 1932. Beton und Eisen 1932. Science et Industrie 1932.

placées dans une fente située dans terre et, après la mise en tension, ce tirant est bétonné pour le protéger contre la rouille. L'adaptation du tirant doit se faire en même temps que le décoffrage.

Comme le système mis en traction préalable doit être semblable au système originel, après l'élimination complète des moments de flexion résiduels résultant de la compression de l'arc et de l'allongement du tirant et comme le raccourcissement de l'arc est donné par le rapport de la contrainte au module d'élasticité, il suffit pour le décoffrage de très faibles abaissements aux pivots. Par exemple on obtient pour une compression de l'arc de $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$ et un module d'élasticité du béton de $E_b = 210'000 \text{ kg/cm}^2$, un abaissement de la clé de $1/3500$. Le décoffrage qui ne se fait que par traction et précontrainte du tirant et, en une partie négligeable, par l'abaissement de l'échafaudage fait disparaître presque complètement les contraintes de flexion importantes qui se produisent lors du décoffrage habituel de l'arc au moyen de pivots.

L'abaissement de la clé donné avec $1/3500$ ne se rapporte évidemment qu'à l'affaissement élastique lors du décoffrage. Il faut encore ajouter l'écoulement par viscosité qui se produit immédiatement après de décoffrage et de l'influence duquel nous voulons parler plus en détail plus tard. Il en résulte aussi des raccourcissements importants dans l'axe de la voûte et par le fait même des affaissements de la clé et des déformations du système. Les influences de ces raccourcissements de l'arc sur le jeu des forces sont cependant foncièrement différentes des influences du retrait ou du raccourcissement élastique de l'arc. Monsieur le Dr. Mehmel a fait pour la première fois allusion à ce fait lorsque l'on a parlé des influences de l'écoulement par viscosité pour les hangars d'aviation à grande portée, dont nous avons parlé ci-dessus. L'écoulement par viscosité est un processus purement plastique. Pour le cas où l'arc a exactement la forme de la ligne funiculaire, lors de l'élimination des influences de l'allongement du tirant et du raccourcissement élastique de l'arc, on aura de nouveau, après la déformation plastique, une ligne funiculaire. La déformation plastique n'annule ainsi aucun moment de flexion, le système agit alors comme s'il avait été bétonné dans cette forme. L'affaissement de la clé, engendré par l'écoulement par viscosité, ne se fait sentir que dans un faible agrandissement de la poussée de l'arc, correspondant à la flèche diminuée. Nous voyons ainsi que l'écoulement par viscosité a une toute autre influence qu'un raccourcissement élastique de l'arc. Ce dernier engendre une réduction de la poussée de l'arc et, par le fait même, des moments de flexion additionnels dans l'arc qui ne doivent être éliminés que par une traction du tirant, tandis que l'écoulement par viscosité engendre un faible accroissement de la poussée de l'arc sans qu'il en résulte des moments de flexion additionnels. Nous n'avons donc pas besoin de tenir compte de l'influence de l'écoulement par viscosité lors de la mise en tension du tirant et nous ne devons pas du tout l'éliminer par une traction unique du tirant, car cette traction unique aurait une nature élastique et engendrerait des moments de flexion. Disons brièvement en passant que l'écoulement par viscosité peut produire d'autres influences tout-à-fait importantes lorsque l'arc n'est pas exécuté d'après la ligne funiculaire. Par suite de la répartition irrégulière des contraintes de compression qui en résulte dans la section, il existe différentes mesures d'écoulement par viscosité pour les différentes fibres et par conséquent

des déformations du système et ainsi de nouveau des moments de flexion additionnels qui sont difficiles à concevoir.

Le procédé esquissé ci-dessus, sur la base d'un pont en arc qui représente le cas spécial d'un système à contre-fiches, peut évidemment être appliqué à toute autre forme de système à contre-fiches avec membrure comprimée en arc et membrure tendue droite. A ce point de vue U. Finsterwalder a accéléré le développement de cette idée avec sa proposition d'un pont à voûte mince avec précontraintes, pour le concours du Pont des Trois Roses à Bâle (Projet Dyckerhoff & Widmann A.G.). Son projet se compose d'arcs en porte-à-faux (fig. 1) des deux côtés, sur une pile fortement encastree dans le rocher. La poussée de ces voûtes en encorbellement devait être prise par des câbles droits, mis en contrainte préalable, reliant les deux clés. La mise en tension de ces câbles en acier à haute résistance devait se faire en même temps que le décoffrage du pont, au moyen de vérins hydrauliques. Cette forme de pont proposée par U. Finsterwalder est aussi un système à contre-fiches avec membrure tendue droite. On peut représenter cette voûte en porte à faux comme la figure inverse d'un arc à deux articulations. Les parois qui renforcent la voûte arrivent jusqu'à la hauteur du tablier, respectivement du tirant; on peut donc concevoir ce système à contre-fiches comme une poutre en porte-à-faux des deux côtés de l'appui. A côté de ce projet pour le pont des Trois Roses à Bâle, U. Finsterwalder a exécuté deux autres projets, qui n'ont pas été publiés et qui sont une application du principe du système à contre-fiches mis en tension préalable.

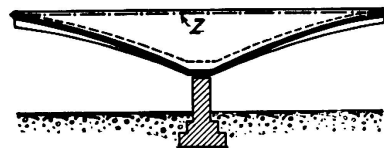


Fig. 1.

II. Ponts en poutre mis en tension préalable.

Alors que dans les arcs mis en tension préalable les déformations plastiques résultant de l'écoulement par viscosité sont sans influence sur la mise en tension, les conditions sont fortement différentes dans le cas des poutres. L'écoulement par viscosité engendre, de même que le retrait et les contraintes de compression, une réduction de la longueur du corps de béton et par conséquent la chute de contrainte résultant de l'écoulement par viscosité dans les fers de tension est fortement agrandi. Freyssinet a par conséquent proposé pour les fers de traction des aciers spéciaux avec très haute limite d'écoulement, pour éviter de fortes sollicitations. Ainsi la chute de contrainte est fortement plus faible par rapport à la précontrainte originelle. De même que Koenen, Freyssinet tend des fers droits avant le coulage du béton; il se sert du coffrage comme culée et ne met le béton qu'alors. Après le durcissement du béton les efforts de tension sont transmis du coffrage au béton. Freyssinet prévoit encore une mise en tension des étriers et il obtient ainsi un béton soumis à une précontrainte de compression dans toutes les directions, qui peut facilement suppor-

ter les contraintes de flexion et de cisaillement qui se présentent. Le procédé de Freyssinet a sans doute une importance extraordinaire pour les pièces exécutées en fabrique, surtout en connexion avec ses propositions d'amélioration du béton par réduction des apparitions d'écoulement par viscosité.³

L'application de cette idée me paraît être difficile dans les constructions de ponts et de halls à grande portée, d'une part parce que les précontraintes deviennent si grandes qu'elles ne peuvent être supportées que par une exécution très solide des coffrages servant de culées (par exemple en fer) et d'autre part parce qu'au moyen des fers de tension il faut appliquer des moments également grands pour chaque section de la poutre alors que les moments résultant du poids propre ont l'allure de courbes. L'application d'aciers à très haute limite d'écoulement présenterait encore des difficultés.

C'est pourquoi l'auteur a choisi, pour la mise en tension des ponts de grande portée, un autre chemin, qui est un développement de l'idée contenue dans la Patente DRP 535 440 et au moyen duquel on doit pouvoir exécuter la mise en tension avec l'acier St 52, en éliminant la chute de contrainte résultant de l'écoulement par viscosité et du retrait. Il est ainsi possible d'exécuter des poutres simples de béton armé jusqu'à 80 m de portée et des poutres continues avec ouvertures allant jusqu'à 150 m, tout en conservant les contraintes admissibles actuelles et en supprimant les contraintes de traction par flexion.

Avant de passer à la description de ces constructions avec précontraintes, il serait intéressant de considérer les portées réalisées jusqu'à ce jour. La portée limite des ponts en poutres pleines de béton armé se trouve actuellement à 30 m environ. Lorsque la portée croît, le poids propre croît très rapidement d'une part à cause de l'augmentation de la hauteur des poutres et d'autre part par suite de la largeur plus grande des âmes qui est nécessaire pour la mise en place des nombreux fers d'armature. Avec cet accroissement rapide du poids propre, on obtient très vite une limite jusqu'à laquelle le béton armé peut encore concurrencer les légers ponts métalliques. Par suite de la forte réduction des moments de flexion dans les poutres continues ou les poutres du système Gerber, il est possible d'atteindre des portées sensiblement plus grandes. La plus grande poutre continue exécutée jusqu'à ce jour, le pont sur le Rio de Peixe au Brésil, a une portée de 68 m. Aux points de vue constructif et statique il est toutefois possible d'atteindre des portées allant jusqu'à 100 m. Je me base sur le projet du Prof. Mörsch⁴ pour le pont des Trois Roses à Bâle avec portées de 56 + 106 + 56 m et du projet qui n'a pas été publié pour un pont-route sur la Süderelbe près de Hamburg avec portées de 64,5 + 103 + 102 + 103 + 64,5 m, qui a été projeté par moi-même et présenté par les Maisons Dyckerhoff & Widmann, Wayss & Freytag, Christian et Nielsen. Le coût de ce pont en poutre de béton armé à grandes portées n'était pas beaucoup au-dessus du coût d'un pont métallique, mais cependant la différence était suffisante pour déterminer le choix de l'acier.

Une amélioration de la possibilité de concurrence des ponts en poutre de béton

³ *Freyssinet*: Une révolution dans les techniques de Béton, Paris librairie de l'enseignement technique Leon, Eyrolles, Editeur, 1936.

⁴ S. Beton und Eisen 1931, cahier 13, 14.

armé peut être réalisée par la mise en tension préalable qui permet une réduction appréciable du poids propre. La mise en tension préalable exige les conditions suivantes :

a) La chute de contrainte des fers de traction par suite du raccourcissement postérieur du béton, résultant du retrait et de l'écoulement pas viscosité doit être si possible complètement éliminée.

b) Il doit être possible de mesurer en tout temps les contraintes dans les ancrages mis sous tension et de les replacer exactement par une installation de remise en tension appropriée.

c) L'exécution de la mise en tension préalable doit pouvoir se faire par les moyens les plus simples et, en tenant compte de l'économie et de l'exécution simple et rapide, par des fers ronds.

d) Les contraintes de traction du béton doivent être complètement éliminées ou tout au moins réduites à tel point que toute fissure de l'épaisseur d'un cheveu soit exclue.

e) Les fers de tension doivent avoir une forme telle que par eux la plus grande partie du poids propre soit transmise aux appuis afin de soulager le béton de ses grandes contraintes de cisaillement, de telle sorte que l'on s'en tire, même dans les plus grandes portées, avec des âmes de 30 à 40 cm d'épaisseur.

f) La mise en tension doit se faire de telle façon que la section de béton armé soit utilisée si possible aux deux bords jusqu'à la contrainte maxima admissible, pour le poids propre et la charge utile.

g) Une solution plus complète que celle donnée sous f) se présente lorsque nous obtenons que dans le pont mis en tension préalable il ne se produise dans la poutre, sous l'effet du poids propre, que des forces de compression contrées, de telle sorte que la poutre agisse comme une barre chargée centriquement. Cela aurait l'avantage que l'on obtiendrait pour la poutre, sous l'effet du poids propre, des raccourcissements élastiques et plastiques, mais aucune déformation plastique, de telle sorte que, pour un tel pont, il ne se présenterait aucun fléchissement pour le poids propre. On n'aurait des fléchissements que pour la charge utile, mais ils sont de nature élastique, car la charge utile n'est pas une surcharge permanente.

Afin de remplir les conditions a) et b) nous devons, comme dans la patente DRP 535 440, sortir les fers principaux de la section de béton, car, dans ce cas seulement, nous sommes capables d'éliminer de nouveau la chute de tension, correspondant à la traction ou au cisaillement qui s'est produit, au moyen d'une nouvelle mise en tension des ancrages après une mesure des contraintes.

Pour satisfaire à la condition c), la précontrainte doit se faire au moyen de forts fers ronds et non pas au moyen de profils soudés. Nous ne pouvons cependant pas maintenir ces fers ronds dans la position nécessaire, mais nous possédons aujourd'hui dans la soudure à résistance un moyen tout-à-fait suffisant pour préparer sur le chantier même des fers ronds d'une longueur quelconque. La soudure à résistance est sans doute la plus satisfaisante et lorsqu'après le soudage lui-même on chauffe l'endroit du joint jusqu'au rouge, sur une certaine longueur, on peut facilement refouler l'endroit de la soudure, afin

d'agrandir la section du joint. En même temps on peut éliminer aussi les contraintes propres qui se produisent lors du soudage, par suite de la forte chute de température.

Pour remplir les conditions d) et g), les ancrages doivent être disposés en forme de contre-fiches. La forme du système à contre-fiches doit autant que possible être adapté à la courbe des moments pour le poids propre. Lorsque l'on dispose la section de béton armé d'une façon intelligente, on peut obtenir que pour la charge utile, conformément à la condition f), il existe des contraintes semblables dans les bords ou que, d'après la condition g), les moments et les efforts tranchants résultant du poids propre soient complètement éliminés, de telle sorte que la poutre mise en tension préalable agisse, pour le poids propre, comme une colonne chargée centriquement. Nous voulons montrer maintenant la mise en application de ces idées sur deux exemples de ponts en poutre avec très grandes portées.

1) *Pont système Gerber avec portées de $98,5 + 110 + 125 + 110 + 98,5$.*

Le pont est représenté à la fig. 2. Toutes les poutres simples ont une portée de 70,0 m. Les poutres avec encorbellements ont par contre une portée de 110 m avec porte à faux de 27,5 m, de telle sorte que l'on obtient pour la travée médiane une portée de 125 m. La hauteur des poutres est, d'une façon continue, de 5 m. Le rapport de la hauteur de la poutre à la portée est donc de $1/25$ pour la travée médiane et de $1/22$ pour les poutres avec encorbellements. Par rapport aux ponts métalliques, la hauteur des poutres est extraordinairement faible et, malgré l'élanement très grand, les fléchissements résultant de la charge utile restent dans les limites admises. Pour le calcul, on prit comme base un pont-route de 1ère classe avec chaussée large de 8,5 m et deux trottoirs de 2,0 m de largeur chacun. Le poids propre des poutres suspendues se montait à 29,65 t/m, y compris les entretoises nécessaires et le poids des fers de traction placés hors de la section de béton; pour les poutres avec encorbellements par contre, le poids était de 35,10 t/m car on a tenu compte des moments variables dus à la charge utile, qui ont exigé la disposition d'une dalle de compression inférieure. La charge utile constante de la poutre suspendue se monte, d'après les prescriptions allemandes, à $p_1 = 5,87$ t/m. A cela s'ajoutent encore les charges concentrées, constituées par un rouleau compresseur de 24 t et par deux camions de 12 t. De là on peut calculer, après soustraction de la charge utile permanente, une charge de substitution de $P_1 = 27,5$ t. Pour les poutres avec encorbellements, de 110 m d'ouverture on obtient, pour les valeurs correspondantes, $p_2 = 5,52$ t/m et $P_2 = 29,7$ t. Pour les porte-à-faux pour lesquels, d'après les prescriptions allemandes, la portée totale de 125 m est déterminante, on obtient $p_3 = 5,4$ t/m et $P_3 = 30,0$ t.

Pour simplifier le calcul nous supposons, contrairement aux prescriptions, que pour la détermination des moments négatifs de la poutre avec encorbellements, la charge concentrée P peut agir en même temps aux deux extrémités. Les moments résultant du poids propre et de la charge utile, engendrés par cette surcharge, sont rassemblés au Tableau 1 et reportés à la fig. 3, à savoir: du côté gauche les moments du poids propre et du côté droit les moments de la charge utile ainsi que les moments extrêmes M_{\max} et M_{\min} .

Tableau 1.

	M _g	+ M _p	- M _p	M _{max}	M _{min}	
milieu de la poutre suspendue	+ 18200	+ 4080	—	+ 18280	+ 18200	tm
milieu de la poutre avec encorbellements	+ 9600	+ 9160	- 8075	+ 18760	+ 1525	tm
au droit des piles	- 45200	—	- 8075	- 45200	- 53275	tm

Dans les fig. 4 et 5 on a représenté les poutres suspendues et les poutres avec encorbellements, avec les ancrages de traction placés hors de la section de béton, entre les deux parois. Les fig. 6 a à 6 c montrent la conformation de la section au milieu de la poutre suspendue, au milieu de la poutre avec encorbellements et au milieu de l'appui. Nous parlons d'abord de l'influence de la précontrainte sur le poids propre.

a) Les efforts internes sous l'effet du poids propre.

Dans les poutres suspendues, la membrure tendue est constituée de 36 Ø 100 mm = 2820 cm². Les fers de la membrure tendue sont ancrés aux extrémités de la poutre suspendue (a), dans la dalle renforcée du tablier. Les ordonnées de la membrure tendue ont été déterminées de telle sorte que tout le poids propre soit transmis par la membrure aux appuis et pour cela la poutre de béton armé est appuyée aux brisures de la membrure tendue au moyen d'appuis à rouleaux ou de balanciers. Par conséquent la poutre de béton armé n'est plus libre sur 70 m pour le poids propre mais seulement encore sur la distance de deux entretoises, qui sont disposées tous les 14 m; la poutre est ainsi continue sur 5 travées. Les moments du poids propre sont ainsi réduits à 1/40 et les efforts tranchants sont réduits au 1/5 environ (cf. fig 7). La mise en tension de la membrure de suspension se fait au moyen de vérins hydrauliques. Ces derniers peuvent être placés aux points d'ancrage (a) pour tirer, suivant leur longueur, les fers qui, ainsi que nous l'avons déjà dit, doivent être appuyés aux entretoises et mobiles dans le sens longitudinal, ou bien les vérins peuvent être appliqués aux pliures de la membrure de suspension (b). Dans le dernier cas la mise en tension se fait en déplaçant vers le bas ces pliures, au moyen des vérins, d'une valeur qui correspond à l'allongement des ancrages de traction. Ce genre de mise en tension n'entre en ligne de compte, pour des raisons pratiques, que pour la poutre suspendue, c'est-à-dire pour la poutre simple. Pour les poutres avec encorbellements, la traction dans le sens longitudinal est beaucoup plus appropriée. A la fig. 8 on a représenté les appuis mobiles de la membrure de suspension, fixés aux entretoises; la fig. 8a représente un appui à rouleau, la fig 8b un appui à balancier et la fig. 8c un appui à balancier avec balancier interchangeable, pour le cas où la mise en tension se fait non pas dans le sens des fers de traction, mais perpendiculairement à ces fers, par agrandissement de la distance aux entretoises. Le déplacement des pliures des fers de suspension se fait au moyen des tirants (c) de la fig. 8c et avec des presses hydrauliques; les presses sont appuyées sur la poutre de béton armé au moyen de profilés en I. A la fig. 9 est représentée l'installation de traction des fers ronds, sous forme d'une presse hydraulique circulaire.

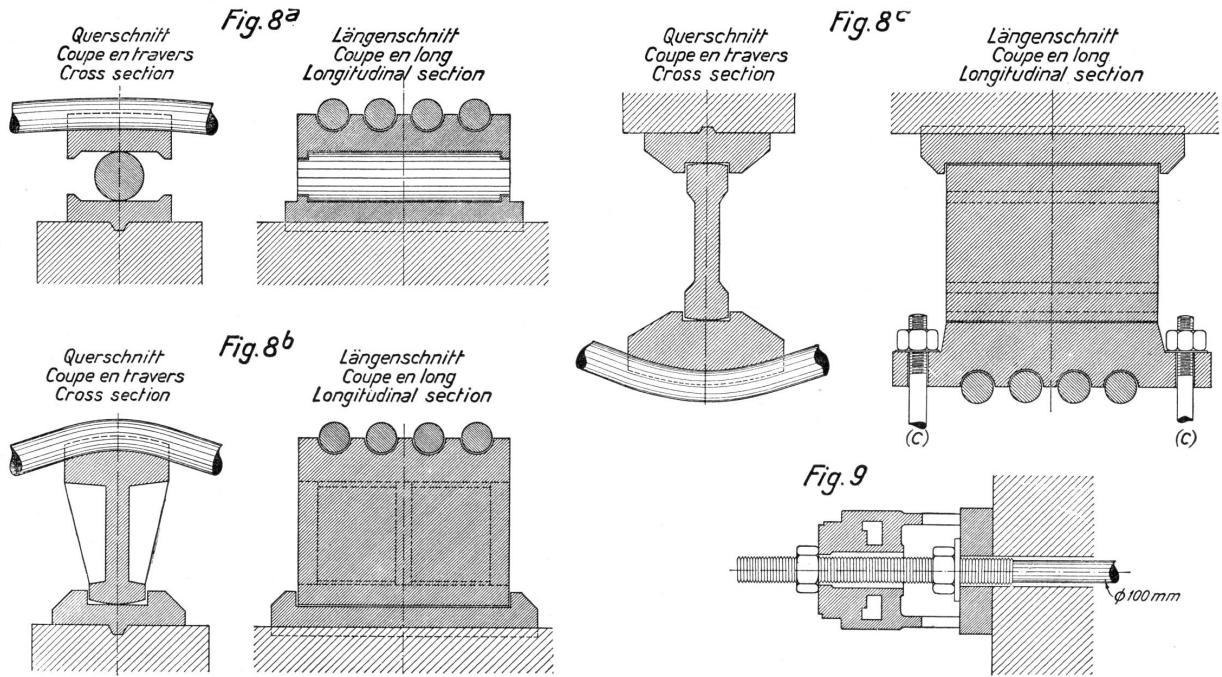


Fig. 8. 8a. Appui à rouleau pour la membrure de suspension.
 8b. Appui à balancier pour la membrure de suspension.
 8c. Appui à balancier pour la membrure de suspension avec balancier interchangeable.
 Fig. 9. Installation de mise en tension.

En même temps que l'on procède à la mise en tension des fers de suspension, on décoffre le pont. En réalité le processus est inverse car, par la mise en tension des fers d'ancrage, le poids propre est transmis du coffrage au système à contre-fiches, ce qui décharge le coffrage. Un abaissement de l'échafaudage n'est nécessaire que pour compenser l'allongement du bois sous l'effet de la décharge. Pour que le poids propre du pont soit transmis à la membrure de suspension, il faut tendre les fers jusqu'à 1900 kg/cm^2 ce qui donne à la poutre de béton armé une précontrainte de compression de l'ordre de 5350 t . Comme l'ancrage de la membrure de suspension se fait dans la dalle du tablier, renforcée dans ce but, l'axe neutre doit se trouver très haut pour éviter une trop grande excentricité de la force de compression. Pour l'obtenir, la partie de la nervure centrale est coupée suivant la fig. 4 et les parties inférieures des parois extérieures sont éliminées de la collaboration statique par des joints transversaux. Les surfaces des parois sont donc statiquement exclues au-dessous de la ligne (h) de la fig. 4. Mais même si l'on ne faisait pas cela, cette partie des parois ne collaborerait pas car, d'après la théorie exacte des disques, la loi des sections planes ne pourrait exister aux environs du point d'application de la force de compression. On réalise des conditions statiques plus nettes lorsque l'on élimine par des joints transversaux la collaboration de ces parties inférieures des parois. La poutre suspendue a ainsi la forme statique d'une poutre en forme de poisson. Ainsi on obtient que la poutre ne soit sollicitée que par des forces de compression centrées sous l'effet du poids propre. La position de l'axe neutre est représentée à la fig 4 (n). Nous voyons que la distance de la membrure de suspension (Z) à l'axe neutre est proportionnelle aux moments du poids propre et l'on a ainsi pour la poutre, ainsi que nous l'avons déjà dit, que des forces de compression centrées. Pour donner à la section sur appui avec ses gros moments négatifs un grand bras de levier des forces internes, on a supprimé la collaboration de la dalle du tablier par des joints transversaux. Statiquement la dalle du tablier ne collabore donc pas, ces parties de la section sont représentées à la fig. 6c comme non hachurées.

A la fig. 10 nous avons représenté l'articulation. Au moyen de la membrure de suspension (Z) le poids propre de la poutre suspendue est transmis aux appuis de l'encorbellement. Cette réaction d'appui se décompose de nouveau en une force de compression et une force de traction. La force de compression est supportée par la plaque de béton de 60 cm d'épaisseur du porte-à-faux, la force de traction par contre, par le système à contre-fiches (Z_1). La membrure de suspension (Z_1) se compose de $40 \text{ } \varnothing 100 \text{ mm} = 3140 \text{ cm}^2$ et elle s'étend sur toute la longueur de la poutre avec encorbellements de $110 + 2.27,5 = 165 \text{ m}$. Cette membrure n'est pas suffisamment résistante par elle-même pour transmettre aux appuis le moment total résultant du poids propre de l'ordre de $45\,200 \text{ tm}$. C'est pourquoi on a introduit aux endroits des plus gros moments négatifs et sur une longueur de 30 m une membrure auxiliaire (Z_2), composée de $20 \text{ } \varnothing 100 \text{ mm} = 1570 \text{ cm}^2$. La membrure principale (Z_1) ne transmet les charges que jusqu'aux entretoises voisines des appuis, ces entretoises transmettent les charges à la membrure auxiliaire (Z_2) qui elle-même transmet les charges à l'appui. Comme la membrure auxiliaire est de la moitié plus faible que la membrure principale, son obliquité a été choisie plus grande afin qu'elle puisse transmettre les charges verticales de la membrure (Z_1).

b) Les efforts internes résultant de la charge utile.

Comme la poutre de béton armé soumise à une précontrainte et libérée des contraintes de traction par flexion ne présente que de petits fléchissements sous la charge utile, elle possède une beaucoup plus grande rigidité du système suspendu. Il n'en résulte dans la membrure (Z) de la poutre suspendue qu'un cisaillement de 411 t sous la charge utile. Du moment total résultant de la charge utile et de l'ordre de 4080 tm, 1400 tm seulement seront supportés par le système formé par la poutre de béton armé et la membrure de traction et tout le reste, 2680 tm seront supportés par la poutre seule. Ainsi donc 65,5% reviennent à la poutre et 34,5% au système à contre-fiches. Dans les poutres avec encorbellements, la fraction qui revient au système à contre-fiches est encore plus faible. Cela, parce que le système à contre-fiches coupe plusieurs fois l'axe neutre et par conséquent est beaucoup moins influencé par le fléchissement de la poutre. Ces considérations nous montrent que les charges utiles doivent être principalement supportées par la poutre mise en tension préalable. La poutre de béton armé est très bien appropriée car, par suite des grosses précontraintes de compression, elle est capable de supporter les moments de la charge utile sans contraintes de traction par flexion, par seule réduction des précontraintes de compression. Comme dans la poutre avec encorbellements les moments positifs et négatifs sont presque d'égale grandeur au milieu de la poutre, il faudrait aussi prévoir ici une plaque inférieure de compression de même épaisseur que la dalle du tablier. Au moyen de la mise en tension préalable, par un système à contre-fiches, le problème du pont en poutre de béton armé sans contraintes de traction par flexion est résolu.

d) Les influences de l'écoulement par viscosité et du retrait.

Par l'influence des variations différentes de température de la poutre et de la membrure de suspension on obtient des moments de flexion additionnels, par suite de l'allongement ou du raccourcissement relatif de la membrure de suspension par rapport à la poutre. Comme les membrures se trouvent à l'intérieur de la poutre, ces différences de température sont faibles. D'après les prescriptions allemandes, nous avons tenu compte d'une variation de température de $\pm 5^{\circ}$. Les influences qui en résultent sur les contraintes du béton et du fer sont données au tableau 2.

d) Les influence de l'écoulement par viscosité et du retrait.

La mise en tension préalable de la membrure tendue pour la transmission du poids propre engendre dans la poutre de béton armé des précontraintes de compression allant jusqu'à 50 kg/cm². Sous l'effet de ces contraintes de compression on obtient un raccourcissement élastique du béton qui est cependant sans influence sur la précontrainte, car nous pouvons en tenir compte lors de la mise en tension, par un raccourcissement correspondant des fers de tension. Par contre les raccourcissements de la poutre de béton armé par suite de l'écoulement par viscosité et du retrait exigent des mesures spéciales, car ces influences n'apparaissent qu'après le décoffrage, c'est-à-dire après la mise en tension des ancrages et engendrent une chute de tension importante dans les fers

précontraints. Ces raccourcissements du béton s'étendent sur un temps relativement long, spécialement lorsqu'il s'agit de mélanges maigres ou de mélanges avec faible module de finesse. Les modules d'écoulement par viscosité sont aussi fortement dépendants de l'âge du béton lors de la mise en tension par le décoffrage et de l'humidité relative de l'air. Cette chute de tension entraîne un déplacement partiel du poids propre du système à contre-fiches à la poutre de béton armé. On réduira évidemment cette influence préjudiciable en faisant en sorte que le module d'écoulement par viscosité du béton soit aussi faible que possible. On obtient cela par des mélanges gras, par une bonne composition granulométrique, par un temps de durcissement avant le décoffrage aussi long que possible, par l'emploi de ciments à haute résistance et par une irrigation intensive et longue du béton. (Cf. aussi les propositions de Freyssinet sous 2.)

Malgré ces mesures il restera toujours un retrait et un écoulement par viscosité importants pour la chute de tension de la membrure de suspension. Par exemple on obtient pour un module de retrait et d'écoulement par viscosité de $40 \cdot 10^{-5}$ après le décoffrage, une chute de tension dans les fers de traction de la poutre suspendue de 430 kg/cm^2 et dans les fers de la poutre avec encorbellements d'environ 700 kg/cm^2 . Pour une précontrainte de 2000 kg/cm^2 dans les membrures tendues, cela signifierait que $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{5}$ du poids propre total serait transmis des membrures de suspension à la poutre de béton armé. On pourrait proposer de choisir une précontrainte plus élevée lors du décoffrage. On engendrerait alors des moments opposés dans la poutre du béton armé. Ces mesures ne conduisent donc pas du tout au but poursuivi. Même si la poutre de béton armé supportait ces sollicitations, on obtiendrait une déformation plastique par suite de ces moments importants. Le vrai moyen est de disposer ces installations de mise en tension préalable de telle sorte que l'on puisse de nouveau les faire entrer en action d'une façon correspondante au raccourcissement de la poutre, engendré par le retrait et l'écoulement par viscosité, dans le but d'éliminer de nouveau la chute de tension qui s'est produite et d'amener de nouveau la précontrainte à la grandeur calculée. Le mesurage des précontraintes peut se faire de différentes façons. Nous pouvons mesurer ces forces :

- 1) par des presses hydrauliques jaugées,
- 2) par des tensomètres appliqués directement aux fers de traction,
- 3) par mesure du fléchissement de la membrure tendue, libre entre les pliures.

Comme dans notre projet nous avons disposé la membrure tendue et la section de telle sorte qu'il ne se produise dans la poutre que des forces de compression centrées sous le poids propre pour qu'après le décoffrage de la poutre de béton armé il ne se présente aucun fléchissement, nous avons à notre disposition une quatrième méthode pour régler les tensions de la membrure tendue.

4) Dès que la poutre de béton armé présente, par suite du retrait et de l'écoulement par viscosité, un certain fléchissement, par ex. 1 cm, c'est le signe d'une certaine chute de tension qui est liée avec les moments de flexion dans la poutre. Nous éliminons ces fléchissements en mettant de nouveau en activité les vérins hydrauliques; nous ne levons plus maintenant la poutre que jusqu'à l'axe neutre, mais plus haut, jusqu'à ce qu'elle présente un fléchissement

négatif de 1 cm. Avec le temps la poutre s'abaissera de nouveau par suite du retrait et de l'écoulement par viscosité, nous répéterons la mise en tension postérieure à des espaces de temps toujours plus grands, jusqu'à ce que le retrait et l'écoulement par viscosité soient complètement éliminés. Cette oscillation continue du fléchissement autour de l'axe neutre fera que la poutre de béton armé ne présentera qu'un raccourcissement plastique, mais aucune déformation plastique de telle sorte que, du fléchissement de la poutre de béton armé elle-même, on pourra toujours déduire la grandeur des forces qui agissent dans les membrures tendues. Dans la position de l'axe neutre la contrainte effective des fers correspond à la contrainte calculée.

Dans les poutres avec encorbellements, les vérins hydrauliques peuvent rester aux points de mise en tension (a_1) sur le pont en service de telle sorte que la chute de tension peut être éliminée en tout temps correspondamment à un retrait et un écoulement par viscosité. Dans les poutres suspendues par contre, les points de mise en tension (a) sont placés trop haut, c'est pourquoi les mises en tension antérieures et postérieures doivent se faire aux plieurs de la membrure tendue (b), par agrandissement de la distance aux entretoises et par allongement du balancier interchangeable (fig. 8 c). Dans l'exemple 2, d'une poutre continue, nous montrerons encore un autre chemin pour la remise en tension, qui permet d'exécuter la remise en tension par traction longitudinale sans aucune interruption de trafic. Dans le tableau 2 qui suit, sont données les contraintes du béton pour les sections I, II, III, où se produisent les plus grands moments de flexion.

Tableau 2.

	Section I		Section II		Section III	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Poids propre	- 51,3	- 51,0	- 46,7	- 46,7	- 53,5	- 53,5
Charge utile + M_p	- 19,0	+ 26,7	- 42,3	+ 43,6	- 2,4	+ 0,3
- M_p	-	-	+ 37,2	- 39,8	+ 36,4	- 16,3
Température	\pm 1,3	+ 7,4	\pm 0,1	\pm 3,6	\pm 10,1	\pm 1,6
σ_{max} } pour charge utile	- 50,0	- 16,9	- 9,4	+ 0,5	- 7,0	- 51,6
σ_{min} } simple	- 71,6	- 58,4	- 89,1	- 90,1	- 66,0	- 71,4
σ_{max} } pour charge utile	- 50,0	+ 9,8	+ 27,7	+ 44,1	+ 29,4	- 51,3
σ_{min} } double	- 90,6	- 58,4	- 131,4	- 129,9	- 68,4	- 88,7

Pour la charge utile simple on n'obtient aucune contrainte de traction dans le béton à la section II si l'on néglige la valeur insignifiante de + 0,5 kg/cm². Ce n'est que pour la charge utile double qu'il se produit dans la poutre de béton armé de telles contraintes de traction par flexion de telle sorte qu'il se produit des fissures de l'épaisseur d'un cheveu. L'armature de la section de béton armé elle-même est à dimensionner pour que les fers puissent supporter les forces de traction qui résultent de la charge utile double. De cette façon la résistance de la construction de béton armé n'est de loin pas détruite. Avec l'apparition des fissures fines il se produit une réduction importante des

moments d'inertie et du module d'élasticité du béton armé et la charge utile sera de plus en plus supportée par la construction à contre-fiches tandis que la poutre de béton armé sera déchargée. La rupture se produira lorsque les fers du système à contre-fiches, de la même façon que les armatures de la poutre, auront atteint la limite d'écoulement, respectivement la limite de rupture. Si l'on part de la limite d'écoulement, le calcul montre que la poutre suspendue n'est entraînée à la rupture que pour 8 fois et la poutre avec encorbellements pour 5 fois la charge utile. La sécurité des ponts soumis à une précontrainte est donc très grande:

a) car les fers tendus ne sont utilisés qu'à 2100 kg/cm^2 , y compris les forces additionnelles, tandis que 2400 kg/cm^2 sont admissible. Les forces additionnelles résultant du vent et du freinage seront prises pour de très faibles contraintes de la section de béton armé.

b) Quoiqu'il ne se produise aucune contrainte de traction par flexion sous la charge utile simple nous avons cependant prévu, pour des raisons de sécurité, de très fortes armatures dans la poutre, ce qui relève la sécurité à la rupture.

c) Le poids propre de ces ponts massifs est plus élevé que celui des ponts métalliques et ils sont par conséquent beaucoup moins sensibles à un accroissement des charges utiles.

Il est encore intéressant de connaître les fléchissements qui résultent, dans ces ponts très élancés, de la charge utile. Pour la poutre suspendue avec portée de $l = 70 \text{ m}$ on a calculé un fléchissement de $1/3160$. Pour la poutre avec encorbellements, sensiblement plus élancée, avec portée $l = 110 \text{ m}$ le fléchissement est de $1/1100$ et pour la travée centrale de grande portée, $l = 125 \text{ m}$, le fléchissement est de $1/1000$.

Il aurait été plus économique, et avant tout statiquement plus avantageux, de choisir un rapport d'élancement plus faible pour la poutre avec encorbellements, par exemple de $1/20$ environ, ce qui correspondrait à une poutre de $5,50 \text{ m}$ de hauteur. On réduirait ainsi le fléchissement de la poutre avec encorbellements et de la travée médiane de 125 m jusqu'à environ $1/1500$. On aurait obtenu en même temps pour les sections du tableau 2 des variations beaucoup moins grandes dans les contraintes résultant de la charge utile, de telle sorte que l'on aurait encore pour la charge utile double une sécurité suffisante par rapport à la fissuration.

La protection des fers de suspension contre la rouille peut être réalisée de la façon la plus simple par un enduit d'asphalte et un recouvrement des fers par du jute. Mais on peut aussi enrober les fers sous la forme d'une plaque qui n'est reliée à la construction de béton armé qu'aux endroits d'ancrage et qui pour le reste, en tant que membrure de suspension, est libre entre les piliers. Le bétonnage se fera de préférence après la mise en charge du pont, pour éviter qu'il ne se produise des contraintes de traction dans la dalle de béton armé par suite du retrait. Lorsque tout le retrait et tout l'écoulement par viscosité sont terminés on peut bétonner les fers de traction, de telle sorte que la nouvelle dalle de béton armé soit fixée aux parois. On obtient ainsi une construction de béton armé monolithique qui présente à l'égard de la charge utile un mode d'agir différent de la construction à contre-fiches qui doit être prise en considération dans le calcul.

2) Pont en poutre continue avec portées de $100 + 150 + 100$ m (fig. 11).

Pour le calcul nous choisissons la même section que dans l'exemple 1 et, pour la travée médiane de 150 m de portée, la même hauteur de poutre de 5,0 m. Pour les travées extrêmes, qui sont très défavorablement sollicitées, nous admettons par contre une hauteur de poutre de 6,25 m. Le moment d'inertie fortement plus grand des ouvertures latérales produit une forte décharge de la travée centrale. Les moments du poids propre et de la charge utile que l'on obtient pour une poutre continue ordinaire sont donnés à la fig 12. En plus des moments d'encastrement extérieurement hyperstatiques de la poutre continue on a maintenant encore les forces intérieurement hyperstatiques de la membrure de traction. Afin de ne pas compliquer le calcul d'une part et d'autre part afin d'obtenir des effets statiques simples, nous devons limiter autant que possible le nombre des contre-fiches. En partant de cette considération ainsi que d'autres, nous voyons qu'il est nécessaire d'avoir une contre-fiches s'étendant sur toute la longueur de la poutre, ancrée aux extrémités de la poutre et disposée de telle façon qu'elle soit capable de transmettre aux appuis la totalité du poids propre. De même que dans le premier exemple, la contre-fiches doit être appuyée sur toute la longueur de la poutre aux entretoises et rendue mobile au moyen de rouleaux ou de balanciers. Sa forme doit être déterminée de telle sorte que sa distance de l'axe neutre de la poutre soit proportionnelle aux moments du poids propre.

Par suite de la grande différence entre les moments du poids propre, sur les appuis et en travée, on obtient pour la section sur appui une beaucoup plus grande hauteur de la poutre (fig. 13 a). C'est pourquoi, pour des raisons pratiques, il faut abandonner le principe de la contre-fiches simple s'étendant sur toute la longueur de la poutre et disposer une contre-fiches auxiliaire (Z_2) à l'endroit du plus grand moment négatif (fig. 13 b). La force de cette contre-fiches est à déterminer de façon à obtenir $M_g = Z_1 f_1 + Z_2 f_2$ de telle sorte que, de nouveau, tout le poids propre soit supporté par la membrure de suspension. Comme le montre la fig. 13, on a, dans ce genre de mise en tension, une combinaison de membrures de suspension et de contre-fiches, car, non seulement la membrure de suspension est courbe, mais aussi la poutre agissant comme membrure de compression est incurvée par rapport à son axe neutre. Par la mise en tension suivant les fig. 13 a et 13 b nous avons obtenu qu'il ne se produise dans la poutre continue que des forces de compression centrées pour le poids propre, si l'on néglige les faibles moments de flexion pour la transmission des charges d'une entretoise à l'autre. C'est de cette façon que l'on a exécuté la construction du pont continu et que l'on a donné la forme du système de suspension d'après la fig. 14. Les sections au milieu des travées sont représentées aux fig. 15 a et 15 c et la section sur appui est donnée à la fig. 15 b.

Comme la contre-fiches Z_1 s'étend sur toute la longueur de la poutre, on a ainsi de très longs fers ronds, que l'on peut confectionner, par soudage sur place, sans difficulté mais qui sont difficiles à placer par suite de leur grand poids. On peut recommander de joindre ces fers très longs, d'après la fig. 6, à un ou plusieurs balanciers d'acier. Ce mode de joint n'influence pas les

forces dans les membrures. Comme les joints peuvent se trouver à l'intérieur de la poutre de béton armé, les vérins hydrauliques doivent rester en place aussi longtemps que le retrait et l'écoulement par viscosité peuvent se produire et que la dernière mise en tension a été exécutée. Même pour le cas du pont continu, l'influence de la charge utile sur les contraintes de la membrure de suspension continue est faible, car cette membrure recoupe plusieurs fois l'axe neutre. Il en est de même pour la membrure auxiliaire (Z_2) car, sous la charge utile, il ne peut presque pas se produire dans la poutre de béton armé des déformations sur cette courte distance, spécialement si l'on tient compte des très fortes voûtes. Pour la membrure de suspension (Z_1), 40 \varnothing 100 mm étaient nécessaires et pour la membrure auxiliaire 20 \varnothing 100 mm. Malgré les portées beaucoup plus grandes de l'exemple 2, on pouvait s'en tirer avec les mêmes sections de fer. La raison en est l'influence favorable de la continuité. Pour obtenir une position plus basse de l'axe neutre, et par conséquent un bras de levier plus favorable, dans le domaine des moments négatifs pour les membrures de suspension, spécialement aux sections sur appuis, il était nécessaire, comme dans le premier exemple, d'exclure la collaboration de la dalle du tablier par des joints transversaux, à savoir dans la région de l'entretoise 6 à l'entretoise 10. Sur cette distance, la dalle du tablier sera exécutée conformément à la fig. 17. La transition à l'exclusion complète de la dalle du tablier doit évidemment être progressive. On peut l'obtenir de la façon la plus simple par une graduation des joints transversaux.

Contrairement à ce que l'on a dans la poutre Gerber, la membrure auxiliaire (Z_2) n'est pas ancrée, dans le cas de la poutre continue, dans la dalle inférieure de compression, mais aux environs de l'axe neutre dans une plaque intermédiaire (fig. 18), ce qui permet d'éliminer toute contrainte secondaire résultant de l'excentricité de l'application de la force. Cette solution présente aussi l'avantage de donner un renforcement intermédiaire aux hautes parois de la section sur appui. Vers les appuis, la force de cette dalle est doucement transmise dans les parois, c'est pourquoi, d'après la fig. 18, la plaque peut devenir plus étroite vers les appuis. Les contraintes maxima dans les deux membrures de traction se montent de nouveau à environ 2100 kg/cm². Les contraintes que l'on obtient dans le béton aux sections 4, 7 et 12 sont données dans le tableau 3.

Tableau 3.

	Section 4		Section 7		Section 12	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Poids propre	- 43,5	+ 43,5	- 62,0	- 62,0	- 57,0	- 57,0
Charge utile + M_p	- 22,9	+ 23,4	+ 28,5	- 18,0	- 27,5	+ 47,5
M_p	+ 19,9	- 24,5	- 5,2	+ 3,9	+ 6,7	- 14,8
Température	\pm 0,7	\pm 4,0	\pm 4,3	\pm 1,7	\pm 2,1	\pm 10,1
σ_{max}	- 22,9	- 16,9	- 29,2	- 56,4	- 48,5	+ 0,6
σ_{min}	- 67,1	- 72,0	- 71,5	- 81,7	- 86,0	- 81,9

Ainsi que l'on peut le voir sur les tableaux 2 et 3, la répartition des contraintes dans ces ponts mis en tension préalable est la même que celle des

Fig 11

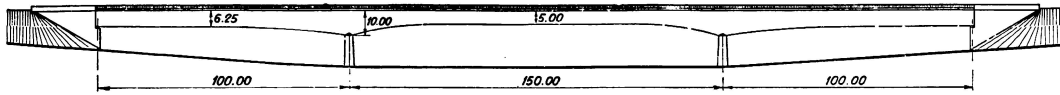


Fig. 14

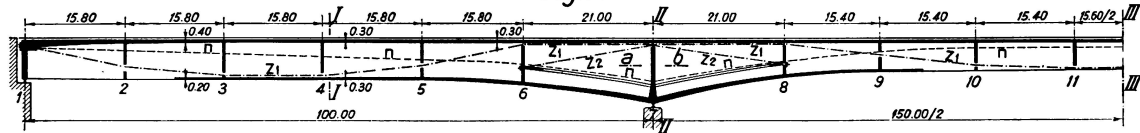


Fig. 15^a I-I

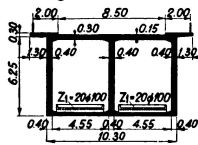


Fig. 15^b II-II

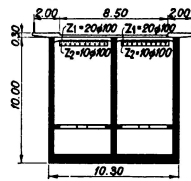


Fig. 15^c III-III

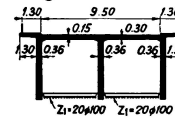


Fig. 16

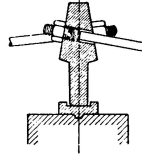


Fig. 12^a

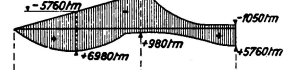


Fig. 12^b



Fig. 13^a

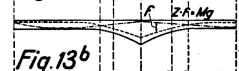


Fig. 13^b



Fig. 18

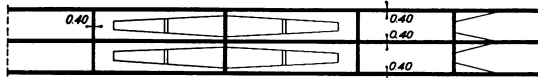


Fig. 17



Fig. 11. Pont en poutre continue, mis en tension préalable.

Fig. 12. 12a. Moments de la charge utile.

12b. Moments du poids propre.

Fig. 14. Coupe en long.

Fig. 15. 15 a. Section I-I.

15b. Section II-II sur l'appui.

15c. Section III-III.

Fig. 17. Disposition de la dalle du tablier dans la région des moments négatifs du poids propre.

Fig. 18. Plaque intermédiaire pour l'ancrage de la membrure auxiliaire Z_2 (section a-b).

ponts en arc. Dans ce cas, les contraintes de compression résultant de la force de voûte sont dépassées par la flexion résultant de la charge utile de la température et du retrait. Dans les ponts en poutre précontraints, la force de voûte sera remplacée par une compression artificielle engendrée par des vérins hydrauliques au moyen des contre-fiches. La seule différence entre les deux systèmes consiste en ce que les ponts en poutre précontraints possèdent une plus grande sécurité vis-à-vis d'un accroissement de la charge utile. Des arcs avec grande flèche ont, envers un accroissement de la charge utile, une sécurité $n = 2,5$ environ. Dans les ponts surbaissés, cette valeur se trouve entre $n = 3$ pour les voûtes massives et $n = 6$ pour les arcs creux fortement armés. Dans les ponts mis préalablement en tension, cette sécurité est plus grande, car la membrure de suspension vient d'autant plus à l'aide de la poutre sollicitée à la flexion que l'on se rapproche de la rupture. Cela est aussi valable pour les sections avec moments de la charge utile variables, sections dans lesquelles par exemple, pour les moments de la charge utile, la membrure de suspension se trouve du côté opposé de l'axe neutre. A la rupture, l'axe neutre se rapprochera fortement du bord de telle sorte que la membrure de suspension perdra son bras de levier par rapport à l'axe neutre. Le moment négatif se produisant pour n fois la charge utile sera supprimée par les moments du poids propre, car ceux-ci ne peuvent plus être supportés par la membrure de suspension.

Si l'on compare le système des ponts mis préalablement sous tension avec les arcs dont nous avons parlé au début, on constate une similitude surprenante dans la manière d'agir. Dans les ponts en arc la précontrainte permet de supprimer les moments de flexion pour le poids propre et cela est une conséquence du fait que l'on a obtenu, par le raccourcissement du tirant et des barres de suspension, que le système chargé de son propre poids soit après le décoffrage géométriquement semblable au système originel. Le système n'est que plus petit conformément au raccourcissement engendré par les contraintes de compression. Nous avons obtenu le même résultat dans les paragraphes précédents pour des ponts en poutre. Sous le poids propre on n'obtenait aucune déformation de la poutre, de même, après le décoffrage, la poutre ne modifie pas sa forme car elle n'est sollicitée que par des forces de compression centrées, comme dans les ponts en arc. Il ne se produit qu'un raccourcissement de l'axe de la poutre, par suite de sa compression centrée et par suite du retrait et de l'écoulement par viscosité.

Nous avons ainsi trouvé le principe fondamental qui est déterminant pour la mise en tension préalable des systèmes portants de béton armé, au moyen de vérins hydrauliques, nous voulons maintenant, dans la partie suivante, exposer l'application de ce principe à d'autres systèmes de ponts. Comme je ne dispose pas de la place suffisante dans le cadre de ce rapport, je dois fortement résumer et je donnerai ailleurs un exposé plus étendu.

Pour terminer je voudrais encore indiquer les dimensions approximatives des deux projets décrits. Pour la poutre suspendue du pont système Gerber, il est nécessaire d'environ $0,9 \text{ m}^3/\text{m}^2$; pour l'ensemble du pont système Gerber en moyenne $1,23 \text{ m}^3/\text{m}^2$ et $370 \text{ kg}/\text{m}^2$ de fers ronds. La poutre continue avec portée de 150 m exige les mêmes quantités de béton mais par contre $400 \text{ kg}/\text{m}^2$

de fers ronds. Pour le pont des Trois Roses à Bâle, avec $56 + 106 + 56$ m de portée, étudié par le Prof. Mörsch, il serait nécessaire de $1,64 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de béton et $350 \text{ kg}/\text{m}^2$ de fers ronds.⁴

III. Ponts suspendus et à arcs non rigides mis préalablement en tension.

Nous parlerons d'abord des ponts suspendus, avec suppression de la poussée horizontale. Au lieu de l'acier, nous utiliserons le béton pour l'exécution de la poutre de renforcement soumise à la compression et nous verrons quels sont les avantages et les inconvénients d'un tel système mixte. Les fléchissements des ponts suspendus sont très grands, ainsi qu'on le sait. Le plus grand fléchissement dépend du rapport de la contrainte dans le câble par suite de la charge utile au module d'élasticité du câble. Avec l'accroissement du poids propre de la poutre raidisseuse le câble doit être plus fort et la contrainte dans le câble par suite du poids propre et par conséquent le fléchissement deviennent plus faibles. Si l'on exécute la poutre raidisseuse en béton armé on doit compter sur un poids double du pont et par conséquent les fléchissements produits par la charge utile seront environ réduits de moitié. Evidemment, la rigidité n'est pas seule déterminante, le côté économique a une beaucoup plus grande importance encore. Le coût du câble sera lui-même du double. Certaines économies compensent ce renchérissement; l'application du béton armé pour la poutre raidisseuse et la dalle du tablier est plus économique. Pour des portées allant jusqu'à 200 m l'économie de tels ponts en construction mixte me paraît prouvée. Dans des ponts comme celui de Cologne-Mülheim, de 315 m de portée, la méthode de construction mixte ne peut entrer en ligne de compte que pour des contraintes admissibles du béton de 130 à 140 kg/cm^2 . Cela n'est pas impossible avec les résistances que l'on peut atteindre actuellement d'environ 600 kg/cm^2 . Par suite des grands moments d'inertie des sections de béton armé en forme de caison, on peut s'en tirer avec de faibles hauteurs de la poutre raidisseuse. La fig. 19 représente un pont suspendu de ce type avec portée de $60 + 200 + 60$ m. La poutre raidisseuse n'a dans l'ouverture centrale qu'une hauteur de 3,0 m, c'est-à-dire $1/64$ de la portée. Dans le pont de Cologne-Mülheim, la hauteur de la poutre raidisseuse est de 6,0 m, c'est-à-dire $1/52,5$ de la portée. Malgré l'élanement plus grand de la poutre raidisseuse nous obtenons pour le pont suspendu de la fig. 19 un fléchissement de $1/725$ pour la charge utile alors que pour le pont de Cologne-Mülheim cette valeur est de $1/400$. Il faut encore faire remarquer qu'à Cologne-Mülheim la poutre raidisseuse est une poutre du système Gerber qui participe à la transmission de la charge utile aux appuis. Dans le pont suspendu de la fig. 19 par contre trois articulations sont disposées dans la travée médiane de telle sorte que toute la charge utile de cette travée est supportée par le câble de suspension seulement. Dans les travées latérales la hauteur de la poutre raidisseuse est de 4,0 m car il se produit là, d'après la fig. 20, de plus grands moments de flexion. La disposition de la section est représentée à la fig. 21. Le poids propre du pont se monte à 52,5 t/m dans la travée centrale et à 63,5 t/m dans les travées latérales, y com-

⁴ Le premier pont exécuté d'après ce système est actuellement en construction.

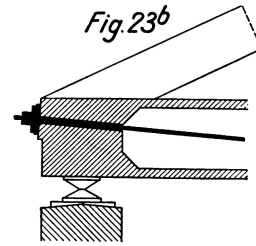
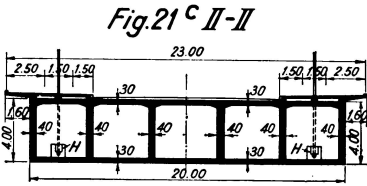
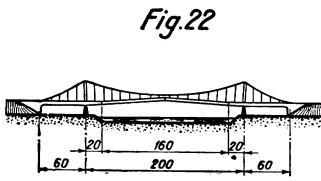
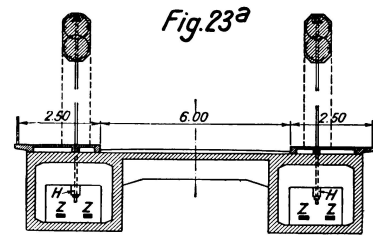
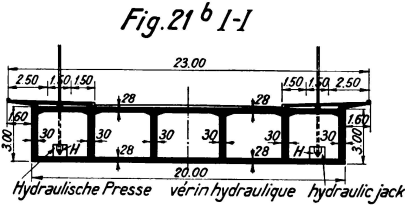
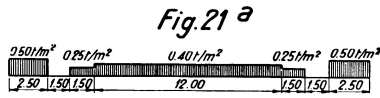
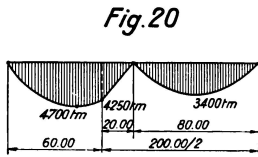
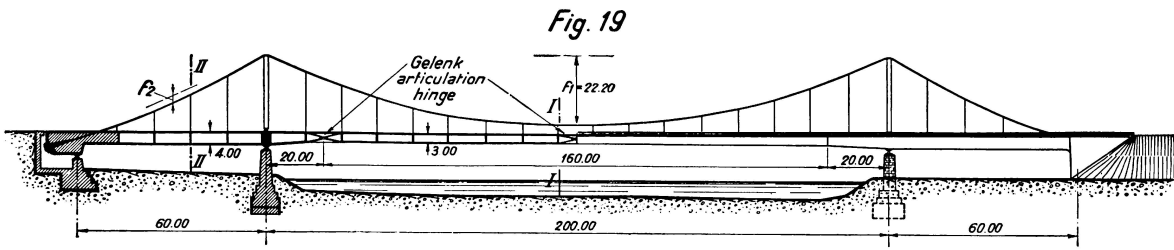


Fig. 19. Coupe longitudinale et élévation.

Fig. 20. Allure des moments de la charge utile.

Fig. 21. Sections, représentation de la charge utile.

Fig. 22. Procédé de montage.

Fig. 23. Pont à arc non rigide mis en tension préalable.

pris de câble en acier à haute résistance. Dans le calcul nous avons admis 8,5 t/m pour la charge utile. Pour une flèche de 1/9 du câble de la travée centrale on obtient une poussée horizontale de 11 800 t pour le poids propre et de 1 900 t pour la charge utile. De la contrainte admissible $\sigma = 5000 \text{ kg/cm}^2$ dans le câble, 4310 kg/cm^2 reviennent au poids propre et la petite valeur de 690 kg/cm^2 à la charge utile. A cette faible contrainte résultant de la charge utile correspond le faible fléchissement indiqué ci-dessus. Les contraintes du béton dans la poutre raidisseuse sont données ci-dessous:

	pour la travée centrale	pour les travées laterales
du poids propre	— 67,3	— 64,0
de la charge utile	— 24,5	— 24,9
σ_{\min}	— 91,8	— 88,9

Comme les contraintes résultant du poids propre sont très faibles par rapport à la précontrainte de compression pour le poids propre, il ne faut s'attendre à des fissures fines dans la poutre raidisseuse que pour une charge utile fortement multipliée.

L'influence de l'allongement du câble et de la compression du béton, ainsi que l'influence évaluée du retrait et de l'écoulement par viscosité sur le fléchissement, peuvent être éliminées de la façon la plus simple comme l'indique la fig. 22, en ce sens que la poutre suspendue de l'ouverture centrale peut être placée au-dessus de sa position définitive, comme cela se fait en construction métallique. Il en est de même pour le montage du câble. L'influence du retrait et de l'écoulement par viscosité est cependant difficile à calculer et d'autre part s'étend sur un long intervalle de temps. La suppression exacte de cette influence doit se faire en raccourcissant les barres de suspension au moyen de vérins hydrauliques (H), d'une façon correspondant au développement de l'écoulement par viscosité. La grandeur exacte du raccourcissement est donnée en tout temps par la condition que le poids propre de la poutre raidisseuse ne doit engendrer aucune flexion. Il n'y aura pas de flexion lorsque la poutre ne présentera aucun fléchissement. La disposition des presses hydrauliques (H) pour le raccourcissement des barres de suspension se fait suivant la fig. 20. Ces presses restent en place durant le service du pont aussi longtemps que le retrait et l'écoulement par viscosité n'ont pas complètement disparus. En fermant plus tard l'articulation centrale, comme cela se fait en construction métallique, la poutre raidisseuse sert aussi à la transmission d'une partie de la charge utile, ce qui réduit encore le fléchissement du pont sous l'effet de la charge utile. Cela n'est cependant pas nécessaire, car les fléchissements de ce pont suspendu de construction mixte ne sont en eux-mêmes pas importants.

Pour terminer, nous voulons encore parler de l'arc non rigide de béton armé mis préalablement en tension. Cette mise en tension doit se faire de telle sorte que la poutre raidisseuse soit libérée de tout moment de flexion sous l'effet du poids propre. Par conséquent nous devons faire en sorte qu'après le décoffrage le système soit géométriquement semblable au système projeté. L'arc non rigide sollicité à la compression se raccourcit de la grandeur $\frac{\sigma}{E}$. La mise en tension doit raccourcir la poutre raidisseuse et les barres de suspension dans la même

mesure. Il est nécessaire de laisser d'abord un joint ouvert dans la poutre raidisseuse, joint qui ne sera fermé qu'après la mise en tension du tirant. La fig. 23 représente la section d'un pont à arc non rigide, de 100 m de portée, avec surbaissement $f/l = 1/7$. L'arc non rigide est armé en spirale afin qu'une hauteur relativement faible de la section soit suffisante. La poutre raidisseuse a deux sections creuses qui doivent supporter les moments de flexion. Le poids propre du pont se monte à 24 t/m, la charge utile à 6,0 t/m. Il en résulte une poussée horizontale $H_g = 2380$ t et $H_{p+g} = 2910$ t. Le tirant doit donc avoir $2910/2,1 = 1380$ cm². Nous prenons cependant 2000 cm². Par la mise en tension du tirant nous fermons d'abord le joint de la poutre raidisseuse et nous tendons le tirant à 2400 kg/cm²; nous engendrons ainsi dans la poutre raidisseuse une force de compression de $2000 \cdot 2,4 = 2380 = 2420$ t. A cette force de compression correspond dans la poutre raidisseuse une contrainte de compression de 38 kg/cm². Pour la position défavorable de la charge utile, on obtient dans la poutre raidisseuse une contrainte de compression de 25 kg/cm², de telle sorte que la poutre raidisseuse ne subit aucune contrainte de traction par flexion, même pour la charge utile. Par suite de cette forte précontrainte de compression la poutre raidisseuse est capable de supporter $2^{1/2}$ fois la charge utile avant que ne se produise une fissure fine.

Nous devons encore dire quelques mots sur l'influence de l'écoulement par viscosité et du retrait. La poutre raidisseuse se raccourcit sous cette influence et il se produit dans le tirant libre sur toute la longueur du pont une chute de tension qui peut être mesurée très exactement par le fléchissement. Au moyen des vérins hydrauliques, qui sont placés sur le tirant, il est possible d'éliminer cette chute de tension par une remise en traction. Dans l'arc non rigide l'influence de l'écoulement par viscosité est beaucoup plus grande et par conséquent l'arc s'abaisse. Le fléchissement de la poutre raidisseuse qui en résulte doit être éliminé par raccourcissement des barres de suspension, de la même façon que dans le pont suspendu dont nous avons parlé ci-dessus.

Nous avons ainsi montré que dans presque tous les systèmes portants de béton armé il est possible d'obtenir une mise en tension préalable au moyen de vérins hydrauliques, de telle sorte que le système chargé par son propre poids, reste géométriquement semblable au système projeté et par la même occasion il est possible d'éliminer les contraintes de traction par flexion dans le béton. Les ponts en poutre et en arc de béton armé sollicités à la seule compression ont une durée d'existence presque illimitée. Cela est aussi valable, dans une mesure beaucoup plus réduite, pour les membrures de traction en acier qui ne présentent qu'une sollicitation oscillante faible. Les membrures de traction en acier peuvent être facilement changées plus tard. Dans les ponts en poutre cela est possible même sans interrompre le trafic.

Le procédé esquissé, de la mise en tension préalable des systèmes portants de béton armé, peut aussi être appliqué à d'autres formes de poutres et tout spécialement aux constructions de halls. Il est ainsi possible d'ériger des halls avec portées bien au-dessus de 100 m. Je reviendrai là-dessus dans une autre publication qui paraîtra plus tard.

Maintenant que nous avons clairement exposé la manière simple dont il est possible d'éliminer la chute de tension résultant du retrait et de l'écoulement par visco-

sité, il n'existe plus aucune raison de ne pas employer pour la mise en tension, au lieu de l'acier St 52, les câbles en acier à haute résistance qui ont l'avantage de suffire avec une section et un poids plus faibles. La protection des câbles contre la rouille est extraordinairement bonne et l'étirage des câbles peut être exécuté avant le montage.

Résumé.

En partant du système des arcs et des systèmes à contre-fiches mis sous tension préalable au moyen d'un tirant, l'auteur montre qu'il est aussi possible d'éliminer du béton armé les contraintes de traction par flexion dans les ponts en poutre, les ponts suspendus et les ponts à arc non rigide, au moyen de tirants sous forme de contre-fiches mis en tension préalable. Il est d'autre part possible que, même dans les ponts en poutre, il ne se produise que des forces de compression centrées, sous l'effet du poids propre. Le centre du problème est que la mise en tension préalable soit choisie de telle sorte qu'après le décoffrage le système chargé par son propre poids soit géométriquement semblable au système projeté, c'est-à-dire qu'il peut se produire dans le système portant chargé par son propre poids des raccourcissements engendrés par les contraintes de compression, mais aucune déformation importante.