Free discussion

Objekttyp: **Group**

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

Band (Jahr): **9 (1972)**

PDF erstellt am: **23.05.2024**

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

DISCUSSION LIBRE • FREIE DISKUSSION • FREE DISCUSSION

The Design of Steel Buildings taking Account of the Sheeting

Projets des constructions en acier, compte tenu du revêtement

Entwurf von Stahlbaukonstruktionen unter Berücksichtigung der Verkleidung

ÅKE HOLMBERG
D.Sc., Civ. and Struct. Eng.
Sweden

In their contribution, published in the preliminary report Mr Bryan and Mr Mohsin describe a test made on a model house with stiff gables, frames between them and corrugated steel sheets as a roof cooperating with the gables and the frame. They give calculated load distribution and observed load distribution so that the way of interaction between frames and sheeting is described.

As a complement to what is given in the report I shall mention here some simple facts.

The bare frames are deformed individually. Load acting on one of them gives deformations in this one only. Thus the frames may be looked upon as an elastic foundation of the Winkler-type carrying the sheeting. The sheeting itself may be looked upon as a shear-weak beam and thus the whole problem is formulated as that of a shear-weak beam on an elastic foundation.

The very simple theory for such beams was given by me in the publications of this association in 1950. I checked the results of Mr Bryan and Mr Mohsin with this theory and found a very good agreement.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Incidences des tassements d'appuis sur le dimensionnement des ponts de portée moyenne

Die Wirkung von Stützensenkungen auf die Bemessung von Brücken mittlerer Spannweite

The Effect of Settling of Supports on the Dimensioning of Bridges of Medium Span

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef de la Division des Ouvrages d'Art B

A. DENIS
Ingénieur des T.P.E.

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
92 Bagneux, France

L'intéressante communication de Messieurs SORETZ nous conduit à présenter quelques remarques en ce qui concerne les ponts ; il nous apparaît en effet que l'exposé de MM. SORETZ porte surtout sur les batiments, et que les phénomènes sont, pour les ponts, un peu différents de ce qu'ils sont pour les bâtiments.

Nous avons entrepris, depuis près de deux ans, une série d'études systématiques sur les différentes manières de prendre en compte des tassements d'appuis dans le dimensionnement des ponts de moyenne importance.

Tout d'abord, pour les ponts, les problèmes rencontrés sont moins complexes que ceux qui ont été présentés pour les bâtiments , la rigidité d'un pont est essentiellement la rigidité de flexion longitudinale de son ossature porteuse, les tassements sont représentés par leurs valeurs en quelques points seulement, et la principale inconnue du problème concerne le comportement du béton armé sous l'action de charges de longue durée et progressives dans le temps.

Nous sommes d'accord que les résultats obtenus par voie théorique sont pessimistes : en effet certains exemples nous ont prouvé que la rupture effective se situe bien au delà de la limite de rupture théorique déterminée sur la base d'hypothèses élastiques. Cela prouve que la prise en compte du comportement réel des structures hyperstatiques sous l'action de charges provoquant la formation de rotules plastiques peut offrir de grands avantages. Dans nos études, qui ont porté surtout sur le béton précontraint, nous avons donc tenu compte de l'adaptation des systèmes hyperstatiques dans les limites définies par le futur règlement de calcul français du béton précontraint. En outre nous nous sommes attachés essentiellement à rechercher la meilleure manière de procéder à des renforcements locaux ou généraux, dans des proportions raisonnables.

Pour les constructions en béton précontraint l'état-limite déterminant est généralement l'état-limite d'utilisation qui, dans l'optique des futurs règlements de calcul français, constitue essentiellement un repère vis-à-vis de la durabilité des ouvrages.

Tout d'abord, comment définir «l'action» des tassements d'appuis ? Nous en avons considéré, pour commencer, un premier terme, le tassement probable, calculé à partir d'un modèle qui fait intervenir notamment les variations de pression apportées par l'ouvrage sur les couches compressibles du terrain.

Le «tassement probable» nous apporte, bien entendu, un élément d'appréciation incomplet puisqu'il ne prend pas en compte l'hétérogénéité du sol de fondation et ne tient pas compte de l'évolution du tassement au cours temps.

Nous avons donc complété la définition précédente par la notion «tassement aléatoire» d'un appui, qui est la variation possible du tassement par rapport à sa valeur probable ; cette variation peut être évaluée, dans les cas les plus courants, par les fractions suivantes : $\pm \frac{1}{6}$ pour les piles et $\pm \frac{1}{3}$ pour les remblais d'accès.

L'étude systématique de plusieurs configurations d'ouvrages nous a alors permis de définir un mode de prise en compte des effets des tassements dans le dimensionnement ou la vérification des ouvrages.

De cette étude, il ressort trois attitudes possibles selon l'importance des tassements prévisibles. Parmi les ouvrages étudiés, nous avons retenu à votre intention celui d'un ouvrage à 4 travées continues, symétrique, en dalle pleine de béton précontraint,dont la configuration d'ensemble répond au schéma suivant :

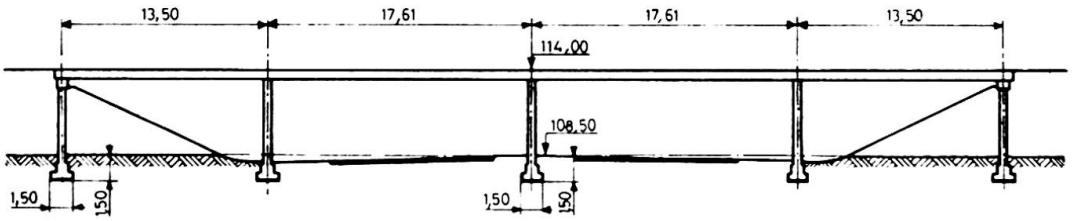

fig. 1 - Configuration de l'exemple étudié

Notre étude a considéré plusieurs épaisseurs de la dalle, permettant ainsi de définir l'épaisseur économiquement avantageuse selon l'importance des tassements. En l'absence de tassements l'ouvrage respecte les contraintes admissibles actuellement règlementaires ; en particulier la contrainte de compression du béton sur les fibres extrêmes est comprise entre 0 et 12,6 N/mm^2.

1) Une première attitude, suffisante en cas de faibles tassements, consiste à tenir compte des possibilités de la structure à s'adapter, voire à fonctionner selon une classe de précontrainte différente de celle prévue en l'absence de tassements. En ce cas, les tassements ne sont pas introduits dans le dimensionnement principal (épaisseur du tablier, précontrainte), et n'interviennent qu'en vérification finale pour justifier certains renforcements locaux en armatures passives. C'était l'attitude adoptée jusqu'à présent en FRANCE pour les ponts de dimension moyenne, et l'on pouvait ainsi facilement et sans trop de frais, accepter des tassements différentiels probables qui, rapportés à la portée des travées, sont voisins de $\frac{\Delta}{\ell} = \frac{1}{350}$ (soit environ 5 cm pour 15 mètres). Cette attitude s'affranchissait donc, dans certaines sections, des contraintes admissibles règlementaires, et le chiffre ci-dessus correspond à des contraintes supplémentaires de traction voisines de 2,5 N/mm^2.

La recherche actuelle d'une plus grande vérité des sollicitations effectives, l'abandon des méthodes de justification aux contraintes admissibles au profit des justifications aux états-limites, nous ont amené à faire un nouveau pas dans la prise en compte des tassements.

2) Une seconde attitude intervient alors tout naturellement ; elle consiste à introduire les tassements probables en tant qu'actions justifiant le dimensionnement principal de l'ouvrage. Pour l'ouvrage étudié, cela consiste essentiellement à accroître la précontrainte et à modifier le profil des câbles.

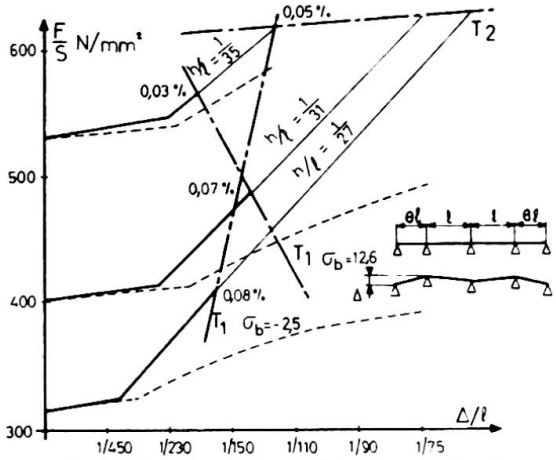

fig. 2 - Tassements probables introduits dans le dimensionnement principal.
(0 < σ_b < 12,6 N/mm2)

Sur la figure 2, nous avons représenté la croissance de l'effort de précontrainte en fonction des seuls tassements probables introduits au dimensionnement ; en abcisse figure le tassement différentiel (différence entre celui des culées et celui des piles) rapporté à la longueur moyenne des travées ; en ordonnée nous portons la contrainte F/S due à la précontrainte au niveau du centre de gravité de la section.

Les tassements aléatoires, non pris en compte dans le dimensionnement, interviennent en vérification pour justifier certains renforcements locaux, et les chiffres qui figurent le long des courbes représentent :

1° - les contraintes extrêmes dans le béton après prise en compte des tassements aléatoires ;

2° - le pourcentage géométrique d'armatures passives (acier H.A de limite d'élasticité égale à 420 N/mm2) à prévoir dans la section la plus sollicitée.

Dans cette vérification nous avons limité dans chaque section l'incidence des tassements aléatoires à celle des deux appuis les plus influents ; cette hypothèse, qui est en même temps une simplification, conduit à une diminution de 30 % de l'effet des tassements aléatoires ; elle est justifiée par la considération bien simple que la combinaison avec cumul de trois tassements improbables et alternés devient au total très improbable.

Les résultats obtenus nous ont montré tout d'abord que, dans cette gamme de portées sur-critiques, la croissance de l'effort de précontrainte est d'abord très faible (10 tonnes par cm de tassement) et l'incidence économique insignifiante, si l'on considère qu'une seule unité de précontrainte utilisée donne une force de 50 tonnes en phase finale. Il est donc très facile, pour les ponts-dalles en béton précontraint, de donner à la structure une résistance supplémentaire appréciable vis-à-vis des tassements.

La prise en compte des tassements est alors en fait limitée par une contrainte excessive du béton en compression lorsque l'on fait intervenir les tassements aléatoires en vérification finale. Dans notre exemple on peut accepter des tassements différentiels probables de 12 à 15 cm, au lieu de 5.

Enfin les courbes en pointillé qui apparaissent sur ce diagramme sont les résultats d'un calcul identique au précédent, dans lequel il a été tenu compte, pour un état de tassement donné, des redistributions de réactions d'appuis de charge permanente qu'il entraîne. L'incidence de ces redistributions est avant tout l'affaire de cas d'espèce ; elles interviennent de façon très favorable lorsque les tassements deviennent assez élevés, et surtout si on a affaire à une structure assez rigide. Elles dépendent également du rapport entre la part de tassement due aux appuis et remblais, et celle due au poids du tablier. Nous retrouvons ici une constatation faite par Messieurs SORETZ : si une grande part du tassement propre des piles s'est effectuée avant mise en place du tablier, les redistributions de réactions d'appuis réduiront de façon très appréciable les tassements différentiels en stade final.

3) Enfin les tassements que cette seconde attitude nous permet d'accepter peuvent s'avérer insuffisants lorsque les tassements aléatoires représentent une fraction estimée trop importante du tassement probable. Une troisième attitude consiste alors à introduire à la fois tassements probables et tassements aléatoires dans le dimensionnement principal, en limitant cette fois encore l'incidence de ces derniers aux deux appuis les plus influents.

Dans ce calcul, nous admettons l'adaptation hyperstatique de l'ouvrage dans les limites prévues par les futurs règlements de calcul français, c'est-à-dire en admettant une augmentation de la contrainte de traction égale à la moitié de la résistance caractéristique du béton en traction, tout en maintenant en l'absence de tassement le respect des contraintes admissibles.

Un diagramme analogue au précédent est alors fourni. Il laisse la possibilité de reprendre des tassements plus importants ; on pourrait, dans notre exemple, théoriquement admettre des tassements différentiels probables compris entre 15 et 20 cm. Le supplément de coût correspondant n'est pas négligeable. Nous n'avons cependant pas trouvé de cas où il atteigne celui de fondations spéciales.

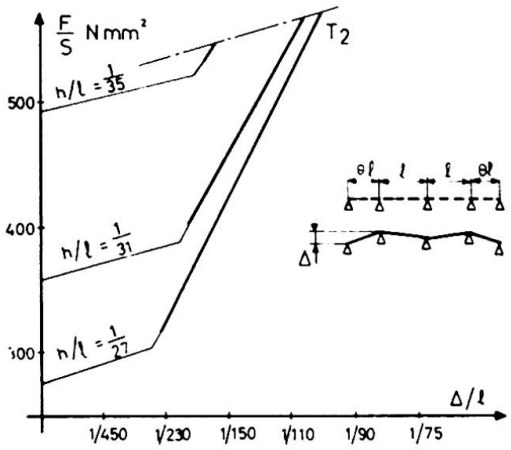

fig. 3 - Tassements probables et aléatoires introduits dans le dimensionnement principal.

Notre conclusion principale est donc qu'il est intéressant d'accepter des tassements, en les introduisant totalement ou au moins partiellement dans le dimensionnement des ouvrages.

Enfin nous voudrions signaler que l'interaction sol-structure ne se limite pas au problème qui consiste à concilier leurs déformations respectives. Cette interaction peut être en effet exploitée avec profit par la conception de certaines structures spécialement dimensionnées pour permettre une redistribution favorable des efforts. C'est le cas en particulier pour le portique ISOSTAT inventé par le bureau SUD FRANCE et qui vous est présenté ici.

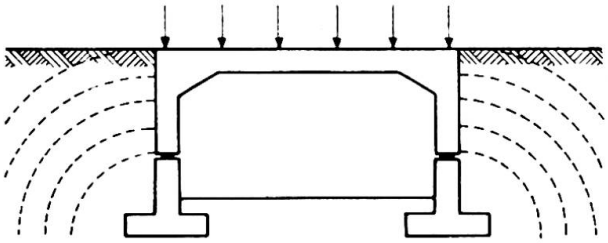

fig. 4 - Pont «Isostat»

Le pont Isostat est une structure en portique ouvert, mais se différencie des structures habituelles de ce type par la présence de joints horizontaux dans la partie inférieure des piédroits. La partie supérieure de l'ouvrage, composée de la traverse et des piédroits, repose par l'intermédiaire d'appuis glissants sur les parties inférieures. Ces dernières sont indépendantes du reste de l'ouvrage vis-à-vis des effets de flexion ; leur mobilité entraîne alors une redistribution des efforts dans le terrain, conduisant à la formation de demi-voûtes qui viennent s'appuyer sur la seule partie supérieure. Les parties inférieures ne sont plus sollicitées que par des charges verticales ou peu inclinées. On peut ainsi se contenter, sur mauvais terrain, de semelles remarquablement petites.

Nous pensons, et des essais en vraie grandeur récemment effectués en France doivent logiquement nous le confirmer, que les avantages seront ceux :

- d'une relative uniformité des pressions sur le sol de fondation ;
- d'une structure isostatique présentant une grande insensibilité aux tassements.