Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 117 (1991)
Heft: 24

Artikel: Comportement non linéaire des ouvrages d'art
Autor: Houriet, Bernard
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-77678

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 12.07.2025

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

Comportement non linéaire des ouvrages d'art

Une méthode de calcul simplifiée est proposée pour appréhender l'influence des phénomènes de non-linéarité géométrique et matérielle dans les structures comprimées en béton armé. Le domaine d'application comprend les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service des ponts ainsi que des galeries couvertes et des tunnels.

1. Généralités

Les exigences de la protection contre le bruit et de l'intégration des ouvrages d'art dans le site se traduisent aujourd'hui par un abaissement progressif des tracés routiers et ferroviaires. On réalise de plus en plus de galeries couvertes et de tunnels dans des conditions géologiques parfois défavorables. Le domaine des structures porteuses est ainsi progressivement lié à celui de la géotechnique et des travaux souterrains.

PAR BERNARD HOURIET, TRAMELAN

Le but de cet article est de doter l'ingénieur praticien d'une méthode d'analyse simple qui permet de cerner aussi bien le comportement non linéaire des ponts que celui des galeries couvertes et des tunnels munis de revêtement armé.
La méthode de calcul proposée s'inscrit dans le contexte du développement actuel de l'informatique dans les bureaux d'ingénieurs. Les logiciels de calcul élastique des structures de dalles et de barres ainsi que les programmes d'analyse générale des sections transversales sont en effet aujourd'hui implantés sur ordinateur personnel dans la plupart des bureaux mandatés pour des ouvrages d'art.

2. Stabilité des piles de pont à l'état de montage

Les piles isolées des ponts poutres, les piles des ponts réalisés par encorbellement et les mâts des ponts haubanés constituent trois exemples caractéristiques de structures comprimées élancées, menacées d'un effondrement prématuré par divergence d'équilibre lors du montage (fig. 1).

Le danger essentiel réside dans le fait que la ruine intervient à l'amorce de plastification des armatures les plus sollicitées, avant l'épuisement de la capacité portante de la section d'encastrement. Une approche qualitative du phénomène a été présentée par B. Houriet et R. Walther [1] et [2][1].
La vérification de la sécurité structurale doit être établie en appliquant à la lettre la méthode de base de la norme SIA 162 (1989) (fig. 2).
Une première estimation des dimensions du béton et du taux d'armature nécessaires peut être réalisée à l'aide de la formule d'évaluation directe de l'influence du second ordre selon SIA 162 (1989), art. 3 24 58.

$$\lambda_{cr} \leqq 75 : M_d = \xi \cdot M_{1d}$$

$$\xi = 1 + \frac{l_{cr}^2}{2200 \cdot e_1 \cdot h_s}$$

Si l'on dispose d'un logiciel de calcul élastique au second ordre des structures de barres, il est possible d'éviter le calcul manuel relativement volumineux selon l'art. 3 24 55. Le comportement non linéaire matériel du béton armé est idéalisé par un matériau de qualité moyenne élastique et homogène (fig. 2). La non-linéarité matérielle est prise en compte par une réduction du moment d'inertie I, le module d'élasticité E étant maintenu à sa valeur E_c.

$$M_d \leq \frac{M_u}{\gamma_R} \qquad I_{red} = \frac{EI_u}{\gamma_R\, E_c}$$

Selon l'importance de l'ouvrage et en fonction de la répartition d'armature adoptée, on peut établir un diagramme des rigidités I_{red} sur la hauteur de la pile.

3. Stabilité des ponts flottants sous charge horizontale prépondérante

Les piles d'un pont flottant présentent généralement un danger d'instabilité propre différencié selon leur capacité portante et leur élancement. L'équilibre horizontal global est assuré par l'intermédiaire du tablier qui répartit les réponses horizontales entre piles devenues instables et piles de stabilisation.
A l'état d'équilibre ultime du système, les piles instables présentent une rigidité inférieure à la valeur EI_u alors que la rigidité de la pile la plus stable tend vers la valeur EI_u. Le calcul au second ordre peut être mené en admettant une rigidité moyenne simplifiée :

$$EI_R \cong 220\ M_R\ h_s$$

$$I_{red} = \frac{EI_R}{\gamma_R\, E_c} = \frac{220\ M_R\ h_s}{\gamma_R\, E_c}$$

$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R}$$

Si la stabilité globale dépend essentiellement de piles prépondérantes (par exemple pour un pont haubané), le calcul sera réalisé conformément aux recommandations du chapitre 2.

4. Sécurité structurale des ponts sous charge verticale prépondérante

Sous charge verticale de trafic, les pièces comprimées d'un ouvrage d'art subissent une flexion généralement non nécessaire à l'équilibre. Leur capacité portante peut donc être vérifiée sans prendre en compte l'influence du

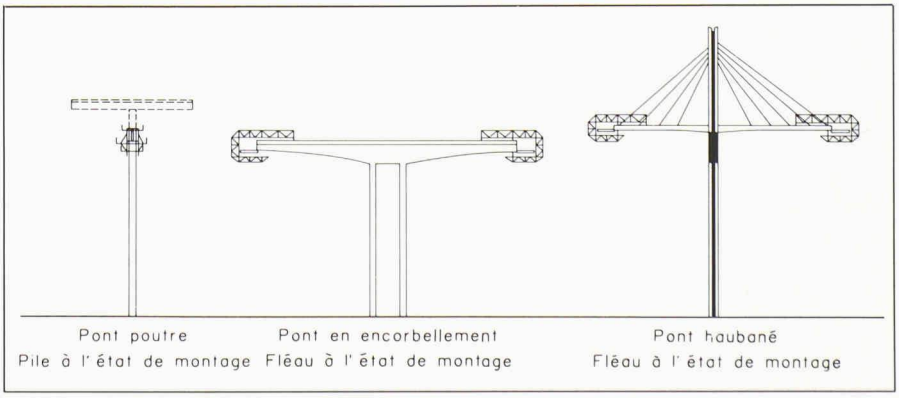

Fig. 1. – Piles de ponts à l'état de montage.

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie à la fin de l'article.

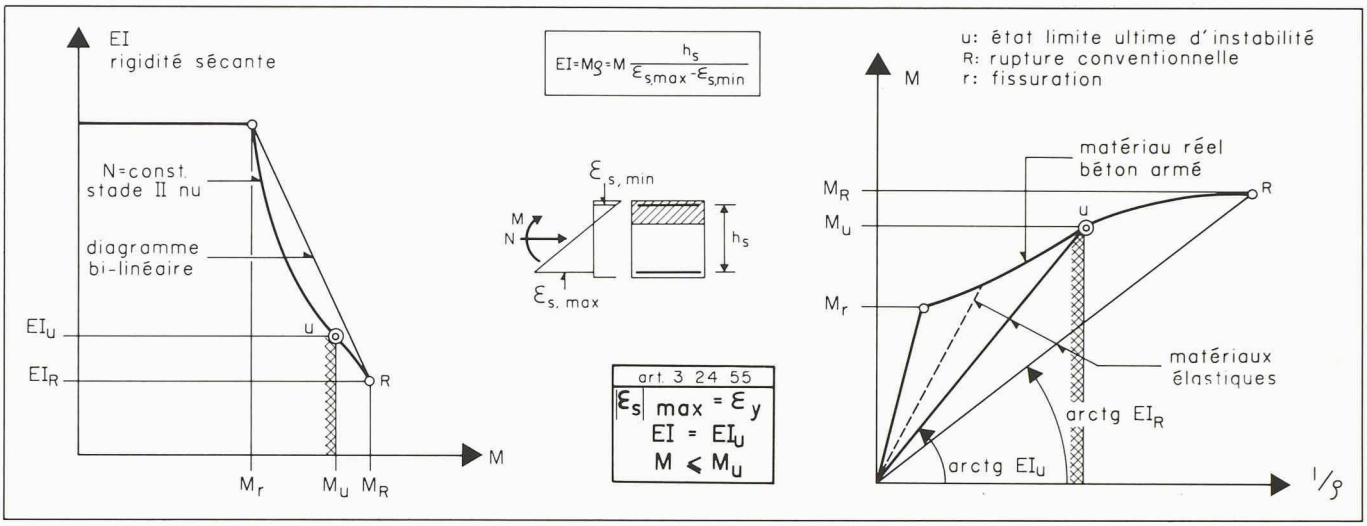

Fig. 2. – Diagramme des rigidités sécantes et linéarisation du diagramme moment/courbure.

second ordre, sur la base d'enveloppes de sollicitations.

Dans une première phase, on peut établir une évaluation par excès de l'armature nécessaire en admettant une inertie homogène I_c dans l'ensemble de la structure.

Si l'armature nécessaire devient trop importante pour respecter les exigences de l'économie et d'une mise en œuvre correcte du béton, on peut procéder à une adaptation progressive des rigidités et des inerties associées dans les zones les plus sollicitées. La redistribution éventuelle des sollicitations dans le tablier doit être prise en compte.

Les deux exemples caractéristiques d'un pont à béquilles et d'un pont haubané illustrent clairement ce propos à la figure 3.

Si une certaine fissuration est implicitement prise en compte par une réduction de la rigidité dans les zones les plus sollicitées, il s'agit de prendre les mesures nécessaires au niveau des détails de construction :

- renforcement des étriers pour garantir une ductilité suffisante du béton
- étanchéité et couche drainante appropriée si la zone concernée est ensuite remblayée.

L'influence effective du second ordre peut être vérifiée sur un cas de charge déterminant.

5. Aptitude au service des ponts sous déformations entravées du tablier

Les logiciels de structures de barres les plus répandus permettent de prendre en compte aisément l'évolution des caractéristiques de l'ouvrage pendant le montage :

- nombre de barres actives
- caractéristique A et I des sections
- modules d'élasticité E, etc.

Moyennant une idéalisation simplifiée du procédé de montage et du programme de travail réels, il est donc possible d'estimer avec une bonne précision l'influence du retrait et du fluage pendant les travaux ainsi qu'à long terme. Les analyses sont requises avant tout pour maîtriser les problèmes des déformées et des contreflèches nécessaires.

En superposant à l'effet du retrait et du fluage celui d'un abaissement de température, on peut établir les sollicitations finales de déformations entravées en adaptant au besoin les inerties des zones les plus sollicitées. La rigidité doit être évaluée par excès. Le diagramme bilinéaire de la figure 2 constitue une base de travail simple et rapide.

Les sollicitations ainsi obtenues permettent de vérifier les contraintes de traction dans l'armature selon les exigences de limitation de la fissuration requises par la norme SIA 162 (1989).

6. Comportement des galeries couvertes

La flexion transversale des galeries couvertes est proportionnelle au rapport des rigidités de la structure et du massif d'appui :

$$M_t = f\left(\frac{EI}{k}\right)$$

En présence d'un massif de caractéristiques données, la galerie subit une flexion transversale de déformation entravée, non nécessaire à l'équilibre. Etablie en stade homogène, cette flexion sera d'autant plus importante que la forme de la section transversale de la galerie s'écarte d'un anneau idéal (fig. 4).

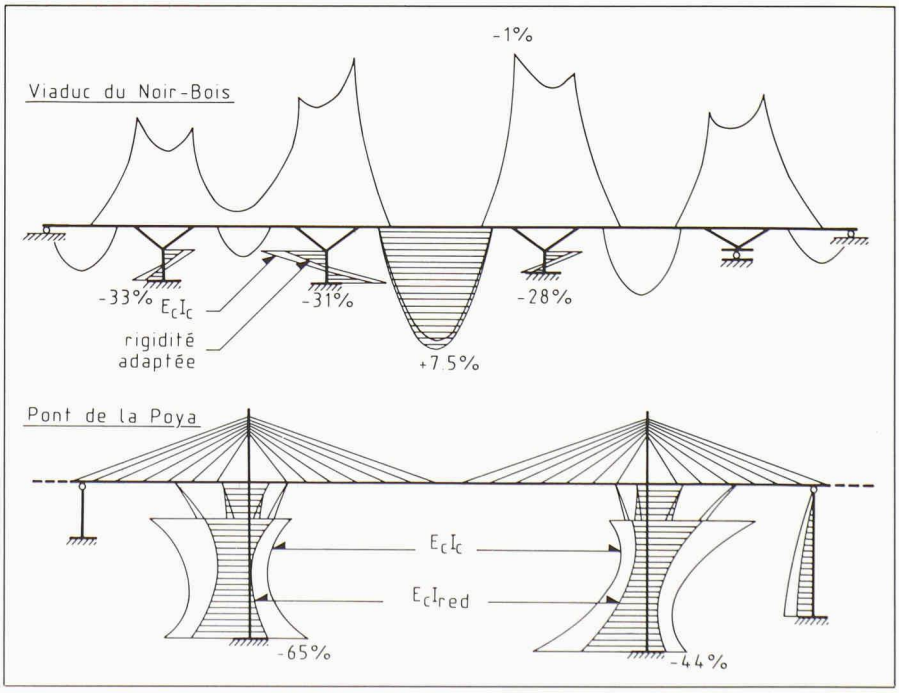

Fig. 3. – Influence des rigidités sur l'enveloppe des moments de flexion.

Une adaptation des rigidités similaire à celle recommandée dans le chapitre 5 peut donc être envisagée à condition de respecter les conditions suivantes:
- garantir une ductilité suffisante des zones critiques à l'aide d'un frettage si nécessaire
- assurer une protection durable des sections au moyen d'une étanchéité, d'une couche drainante et d'un drainage appropriés.

L'influence d'une adaptation des rigidités est illustrée à la figure 5.

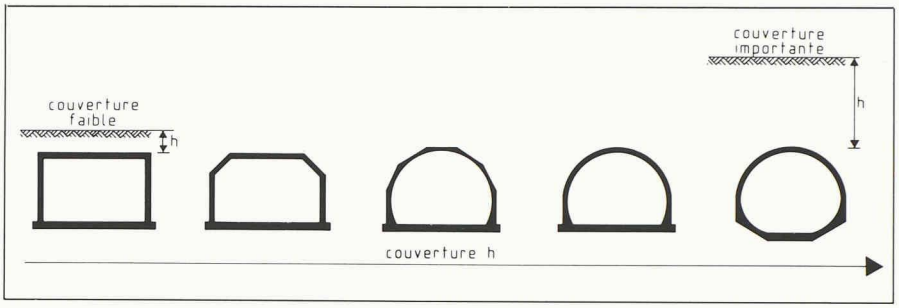

Fig. 4. – Galeries couvertes: adaptation de la section transversale à la couverture de terrain.

7. Comportement des tunnels en roche gonflante

Le tunnel du Mont Terri[2] actuellement en cours de réalisation sur le tracé de la Transjurane (N16) traverse les marnes à anhydrite du Keuper sur une longueur d'environ 1000 m. Mesurée dans des couches géologiques similaires, les pressions radiales exercées sur le revêtement du tunnel du Belchen (N2, 1974) atteignent entre 3500 et 4500 kN/m².

Afin de garantir une capacité portante suffisante et une aptitude au service conforme aux exigences malgré ces pressions considérables, différentes mesures de conception structurale ont été prises en complément des mesures propres aux travaux d'excavation et de soutènement (fig. 6):
- choix d'un revêtement annulaire armé, intégralement porteur
- conception d'une armature de type «pièce comprimée» constituée d'étriers radiaux, de barres courbes tangentielles et de barres de liaison longitudinales.

Les étriers radiaux sont requis pour prévenir tout risque de rupture prématurée par cisaillement, ainsi que pour doter l'anneau d'une capacité d'adaptation plastique suffisante sous pression non symétrique. Les observations faites au tunnel du Belchen ont en effet mis en évidence le danger d'un gonflement limité sous le radier et conduisant à un soulèvement majeur de ce dernier.

Calculée en stade homogène, la flexion transversale engendrée par un gonflement asymétrique prend des valeurs excessives. En adaptant les rigidités sécantes, il est possible de suivre l'évolution de la structure vers un anneau à articulations multiples sollicité en compression centrée.

La flexion transversale est une sollicitation parasitaire non nécessaire à l'équilibre, dont la structure peut se défaire moyennant une ductilité suffisante.

Le critère final de dimensionnement est le maintien d'une capacité de compression suffisante avec une convergence maîtrisée.

8. Conclusion

Par le seul recours à des logiciels très simples de calcul élastique des structures de barres, l'ingénieur praticien a aujourd'hui la possibilité d'évaluer rapidement les incidences de la non-linéarité matérielle du béton armé sur le comportement des ouvrages.

L'informatique demeure ainsi un outil sûr et efficace, parfaitement maîtrisé par l'utilisateur qui peut suivre intuitivement l'influence des différents paramètres modifiés.

[2] Maître de l'ouvrage: République et canton du Jura, Service des ponts et chaussées. Auteurs du projet: IJA (Ingénieurs jurassiens associés) et BG (Bonnard et Gardel).

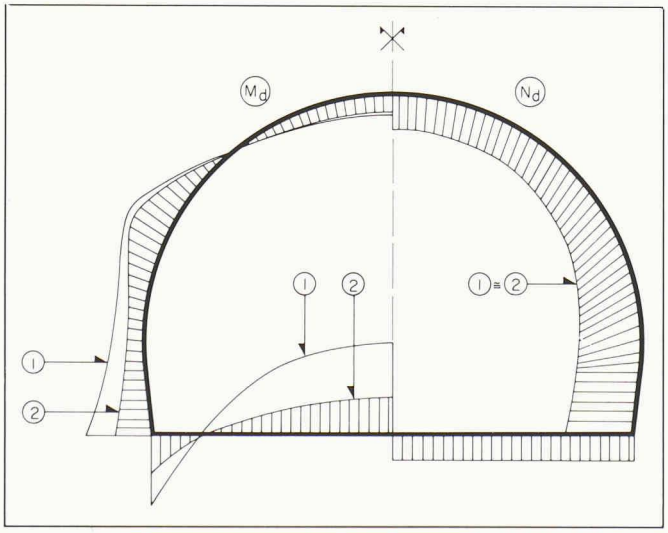

Fig. 5. – Galerie couverte, influence d'une adaptation des rigidités EI. ① rigidité E_cI_c; ② rigidité adaptée.

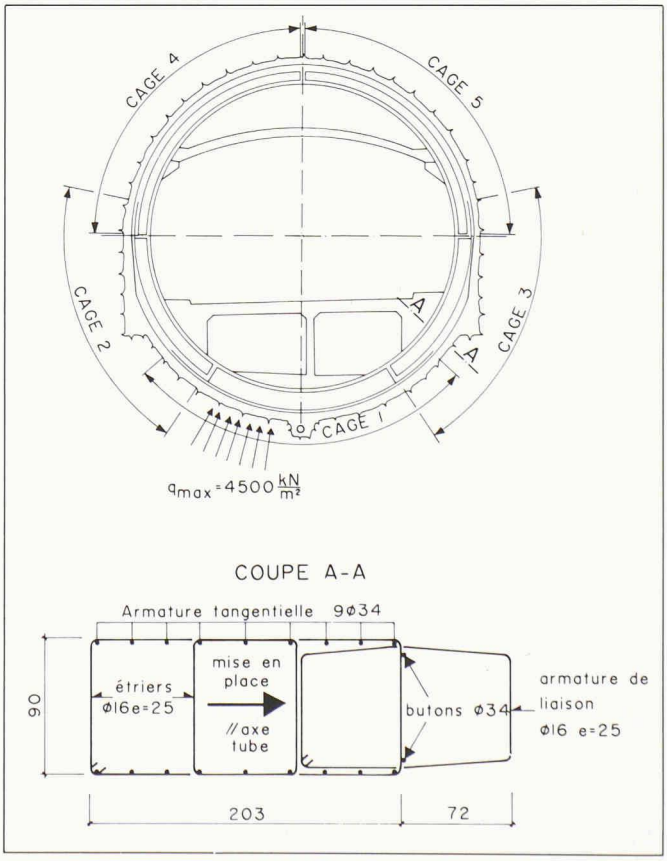

Fig. 6. – Tunnel du Mont Terri, section dans les marnes à anhydrite du Keuper. Conception de l'armature du revêtement.

Explication des signes employés dans les formules

e_1 = excentricité selon la théorie du premier ordre
h_s = bras de levier entre les nappes extérieures d'armature
k = module d'élasticité du terrain
l_{cr} = longueur de flambage
E_c = module d'élasticité du béton
EI = rigidité de la section de béton
EI_R = rigidité sécante à l'état de rupture conventionnel
EI_u = rigidité sécante à l'état ultime d'instabilité
I_{red} = valeur réduite du moment d'inertie de la section
M_d = valeur de dimensionnement du moment total
M_{1d} = valeur de dimensionnement du moment selon la théorie du premier ordre
M_R = moment à l'état de rupture conventionnel
M_t = moment de flexion transversal
M_u = moment à l'état ultime d'instabilité
γ_R = facteur de résistance
λ_{cr} = élancement
ξ = facteur d'amplification tenant compte des effets du second ordre

Bibliographie

[1] HOURIET, B. & WALTHER, R.: Dimensionnement pratique des pièces comprimées élancées en béton armé, *IAS* 110 (1984) 25, pp. 405-411.
[2] HOURIET, B.: Pièces comprimées élancées en béton armé. Documentation SIA D040, 1989.

Adresse de l'auteur:
Bernard Houriet
Dr ès sciences techniques
Ing. dipl. EPFZ/SIA
GVH Tramelan SA
Rue de la Paix 30
2720 Tramelan