

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 108 (1982)
Heft: 11

Artikel: Influence de la température dans les ouvrages d'art lors de la pose de revêtements hydrocarbonés chauds
Autor: Piguet, Michel
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-74658>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 22.05.2025

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

Influence de la température dans les ouvrages d'art lors de la pose de revêtements hydrocarbonés chauds

par Michel Piguet, Sullens

Lorsqu'on met en contact deux matières de températures différentes, la répartition des températures internes se modifie au cours du temps.

C'est ce qui se passe lorsqu'on pose une couche de matière chaude à la surface d'un ouvrage.

Cette modification de température crée des déformations qui engendrent des contraintes souvent importantes.

Au cours d'inspections d'ouvrages, faites par mes soins pour notre institut¹, la fissuration la plus fréquemment constatée résulte principalement des actions suivantes:

- excès de précontrainte
- température non uniforme importante en l'absence des surcharges permanentes
- retrait différentiel du béton
- éventuellement tassement différentiel des appuis.

Ces actions simultanées entraînent une fissuration schématisée à la figure 1.

Sans parler des effets transversaux et locaux, on peut l'expliquer par les diagrammes des moments (fig. 2).

Si l'effet de l'excès de précontrainte, combiné à une absence de surcharge permanente, peut être estimé par le projeteur, la plupart des normes actuelles sous-estiment ou négligent l'influence du gradient thermique (répartition de la température non uniforme).

Le propos de cette étude, axée sur l'estimation du gradient thermique dans les tabliers de ponts lors de la pose de revêtements chauds, se subdivise en 7 chapitres:

1. Approche théorique de l'évolution de la température à travers une dalle en béton
2. Comparaison des résultats issus de mesures in situ avec ceux issus de la théorie proposée
3. Elaboration d'une méthode de dimensionnement
4. Comparaison entre la norme SIA 160 [8]², la norme néo-zélandaise [2] et la présente recherche sur un exemple issu de la publication [2]
5. Incidence du gradient thermique sur les ponts
6. Mesures constructives
7. Conclusions

L'influence des effets thermiques dus à l'ensoleillement est traitée en particulier dans [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7].

¹ Institut de béton armé et précontraint (IBAP) de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

² Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie.

Résumé

La pose de revêtements chauds sur les ouvrages d'art engendre des efforts importants à des endroits où le dimensionnement habituel ne les prévoit pas. Après une approche théorique assortie d'illustrations pratiques, une méthode de contrôle simple est proposée avec un exemple comparatif.

Summary

Applying hot protective layers on bridges involves high stresses in areas where they are unforeseen by design.

Following a theoretical approach to this problem with various graphical presentations, a simple design is proposed and illustrated by a comparison with the theory.

1. Approche théorique de l'évolution de la température à travers une dalle en béton

Pour résoudre l'équation de la chaleur de Fournier unidimensionnelle

$$\frac{\partial K^2}{\partial x^2} = \varphi^2 \frac{\partial K}{\partial t} \quad \text{où } \varphi^2 = C \cdot \rho / \lambda$$

K = température (°C)

x = ordonnée (m)

t = temps (s)

λ = conductibilité thermique (W/m²/°C)

ρ = masse spécifique (kg/m³)

C = chaleur spécifique (J/kg/°C)

j'utilise les hypothèses suivantes montrées dans la figure 3.

Pour la condition de bord à la fibre supérieure, on utilise la notion développée en hydraulique de couche limite. En effet, à une certaine distance de la surface du revêtement, la température peut être estimée constante pendant la durée de l'essai.

Pour le bord inférieur, où les mouvements d'air sont pratiquement nuls, et en tenant compte du fait que l'air chaud se diffuse mal vers le bas, l'échange thermique a été posé égal à 0.

Les deux hypothèses précédentes sont bien confirmées par nos mesures.

Lors de ces mesures, le gradient initial était pratiquement nul, ce qui a imposé les conditions initiales. Un développement tenant compte d'un gradient climatique initial dans la forme proposée par [2] est en cours d'étude.

Les caractéristiques thermiques des différentes couches ne sont pas identiques. Il est donc nécessaire de corriger leurs hauteurs en fonction de la similitude physique.

L'expression

$$h^2 = \frac{\lambda \cdot t}{\rho \cdot C} \quad \text{que l'on peut trouver dans [9]}$$

est vraie, tant pour la réalité que pour le modèle mathématique. En divisant l'ex-

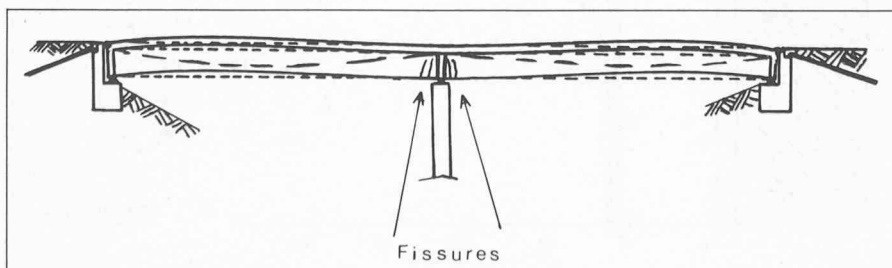


Fig. 1. — Fissuration due à un moment positif sur appui.

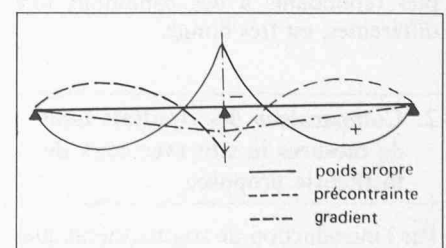


Fig. 2. — Diagramme des moments.

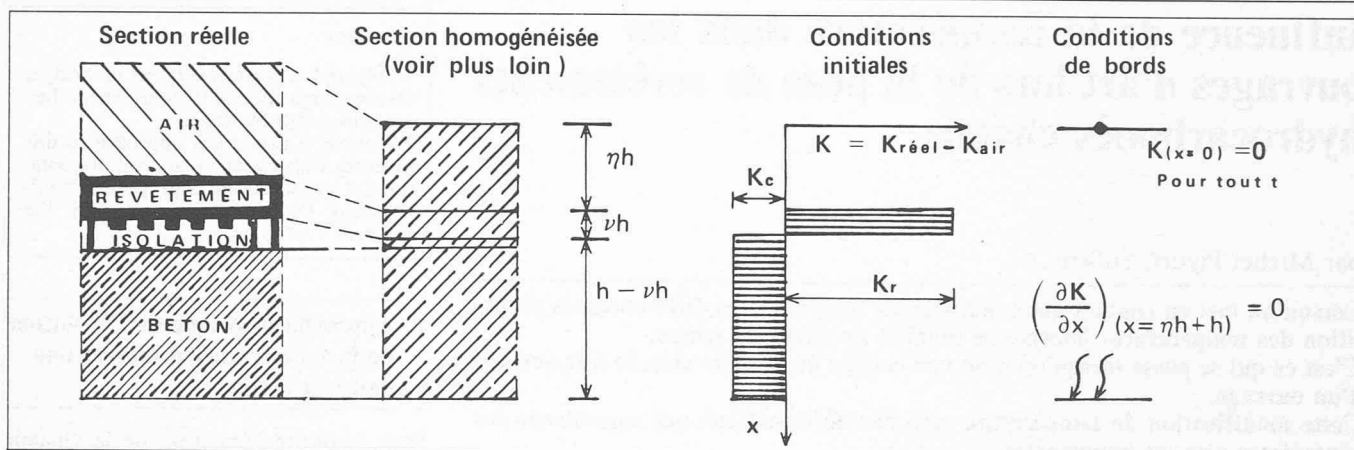


Fig. 3. — Hypothèses de calculs.

pression pour la réalité par celle pour le modèle, on trouve:

$$h_*^2 = \frac{\lambda_* \cdot t_*}{\rho_* \cdot C_*}$$

où h_* est l'échelle des hauteurs
 λ_* est l'échelle des conductivités
 t_* est l'échelle des temps = 1
 ρ_* est l'échelle des masses spécifiques
 C_* est l'échelle des chaleurs spécifiques

Finalement, en tenant compte des considérations précédentes, la répartition de la température peut se mettre sous la forme suivante:

$$K_{(x,t)} = K_r \cdot \nu \cdot K_c \cdot (1 - \nu) + K_{o,air} + \frac{2}{\pi} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{e^{-\Omega^2 t}}{n} \cdot \cos \left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{(1 + \eta) \cdot h} \right) \cdot \left[(K_r - K_c) \cdot \sin \left(\frac{n \cdot \pi \cdot (\eta + \nu)}{1 + \eta} \right) - K_r \cdot \sin \left(\frac{n \cdot \pi \cdot \eta}{1 + \eta} \right) \right] \right\} \quad (1)$$

expression dans laquelle Ω représente l'amortissement du phénomène.

$$\Omega = \frac{(2n + 1) \cdot \pi \cdot \lambda}{2h \cdot (1 + \eta) \cdot C \cdot \rho}$$

L'expression (1) permet d'établir un programme interactif (avec sortie graphique), implanté sur l'ordinateur du département de génie civil de l'EPF Lausanne.

La concordance avec les valeurs mesurées in situ, comme on peut le constater au chapitre suivant sur plusieurs exemples répondants à des conditions fort différentes, est très bonne.

2. Comparaison des résultats issus de mesures in situ avec ceux de la théorie proposée

Par l'introduction de sondes thermiques dans l'épaisseur de la dalle de roulement des ponts, il est aisé de suivre

l'évolution de la température en fonction du temps et de l'épaisseur du béton. Cependant, il faut être conscient que le point de mesure le plus proche de la surface chaude en est éloigné de 5 mm au minimum. Ceci explique que la température de pose n'est jamais mesurée directement.

Réparties sur la hauteur de la section, 3 ou 4 valeurs ponctuelles ont été reportées dans les figures suivantes, et ceci pour différents laps de temps depuis l'instant de pose.

A chaque laps de temps correspond un symbole: $\square$, $\circ$, $\triangle$, $+$. Les courbes continues sont issues de l'approche théorique qui précède.

Nouveau pont de la Barbolesaz sur la Gryonne (fig. 4)

Ce cas est intéressant. Il représente l'évolution de la température lors de la pose de l'isolation de 2 cm en asphalté coulé à chaud à 230 °C.

Passage supérieur Morat-Berne/N1 (fig. 5)

Pour cet ouvrage, où l'on a représenté l'évolution de la température due à la pose de la 1^{ère} couche de roulement (3,5 cm d'asphalte coulé à 230 °C) sur une étanchéité froide type Neoprène de 1 à 3 mm, on a également représenté la répartition de la température, 6 secondes et 1 minute après la pose. On peut remarquer que la température à l'interface béton-étanchéité ne dépasse pas 120 à 130 °C. Lors de la réparation d'un ouvrage avec des résines époxydes à la surface de roulement, pour des mêmes conditions de pose d'asphalte, la répartition de la température sous l'interface était l'une des conditions posées pour l'acceptation.

Passage supérieur jonction de Châtel (fig. 6 et 7)

Cet ouvrage a reçu deux types de revêtement chaud. Tout d'abord un revête-

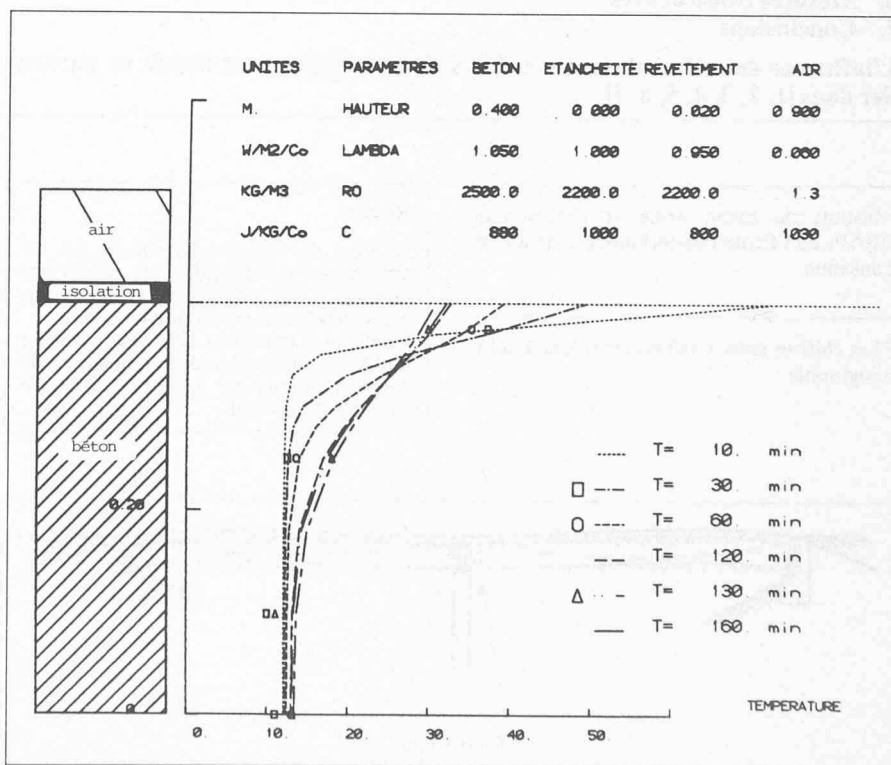


Fig. 4. — Nouveau pont de la Barbolesaz sur la Gryonne.

ment provisoire en HMT de 6 cm posé à 160 °C sur un tapis non tissé. L'année suivante, ce revêtement a été enlevé et remplacé par son revêtement définitif, soit 3,5 cm d'asphalte coulé à 230 °C sur une étanchéité froide type néoprène de 1 à 3 mm.

Nouveau pont de la Venoge (fig. 8)

Ce cas est assez différent des autres, du fait que l'on pose 7 cm d'AB 16 à 160 °C sur une étanchéité multicouche relativement importante en regard des étanchéités néoprène.

Viaduc du Cucloz (fig. 9)

Ce dernier cas, où l'on pose de l'asphalte coulé à 230 °C sur une étanchéité d'asphalte fin de 1 à 2 cm d'épaisseur, qui comme pour le pont de la Venoge, est 10 fois plus grande que dans le cas d'un étanchéité type néoprène, complète l'échantillonnage proposé.

3. Elaboration d'une méthode de dimensionnement

En complément au développement théorique précédent (chapitre 1), une fonction $P(t) = \int K_{(x,t)} \cdot dx$ a été établie et programmée. Elle est reportée sur la figure 10 pour les 6 ouvrages précédents et pour la norme SIA 160, version 1970, dont l'article s'y référant est l'art. 25: variation de température, ad art. 25.6 a) dalles massives ou évidées, un gradient de température de $+\frac{1}{2}^\circ$ ou $-\frac{1}{4}^\circ$ par cm d'épaisseur de dalle jusqu'à une profondeur de 20 cm, à partir de laquelle la température est constante jusqu'à la face inférieure de la dalle.

$$P_{(SIA)} = (0,5^\circ\text{C/cm} \cdot 20\text{ cm}) \cdot 0,2\text{ m}^2 = 1^\circ\text{C} \cdot \text{m}$$

Pour les cas courants, la valeur de $P(t)$ (fig. 10) est à prendre constante sur tout le pont, car la vitesse de pose est souvent suffisamment élevée pour que l'effet du refroidissement soit négligeable. L'avance d'une machine de pose est environ de 1 m/min. La valeur $P_{\max}$ proposée peut se mettre, dans les cas courants de tablier de béton, en l'absence de charges climatiques, sous la forme:

$$P_{\max} = 0,14 \cdot K_{\phi r} \cdot h_r^{1/2} \cdot h_c^{1/3} \quad (2)$$

$K_{\phi r}$ = température de pose de la couche chaude (°C)

h_r = épaisseur de la couche chaude (m)

h_c = épaisseur de la dalle en béton (m)

$P_{\max}$ représente la valeur maximale de $P(t)$ avec la condition initiale que le béton est à température uniforme. Cette valeur est nécessaire au développement qui suit.

Une répartition de température engendre en général des efforts qui peuvent être dissociés en deux catégories:

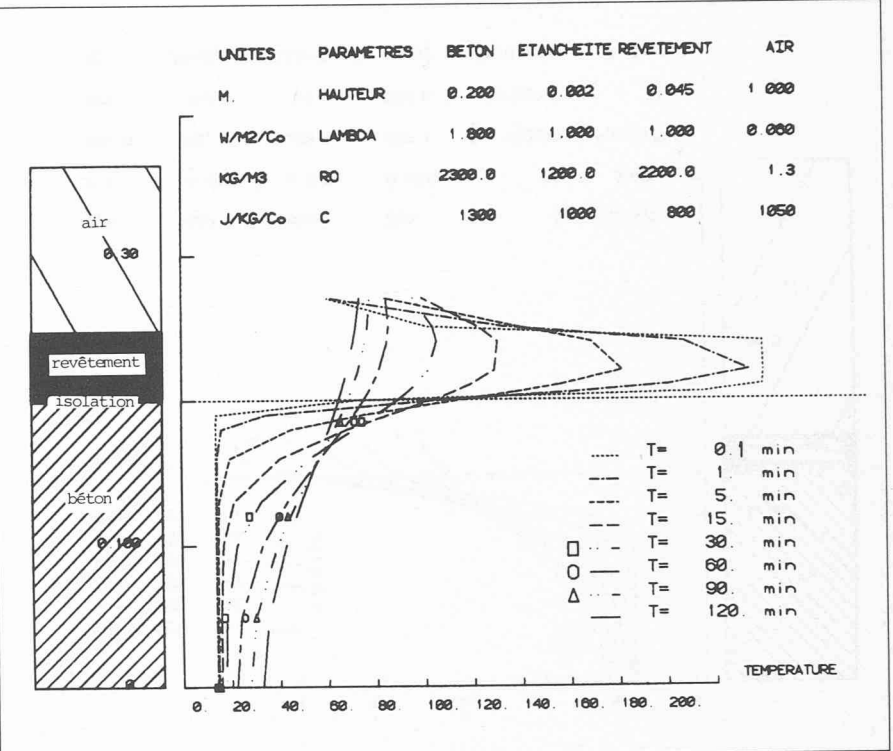


Fig. 5. — Passage supérieur Morat-Berne/N1.

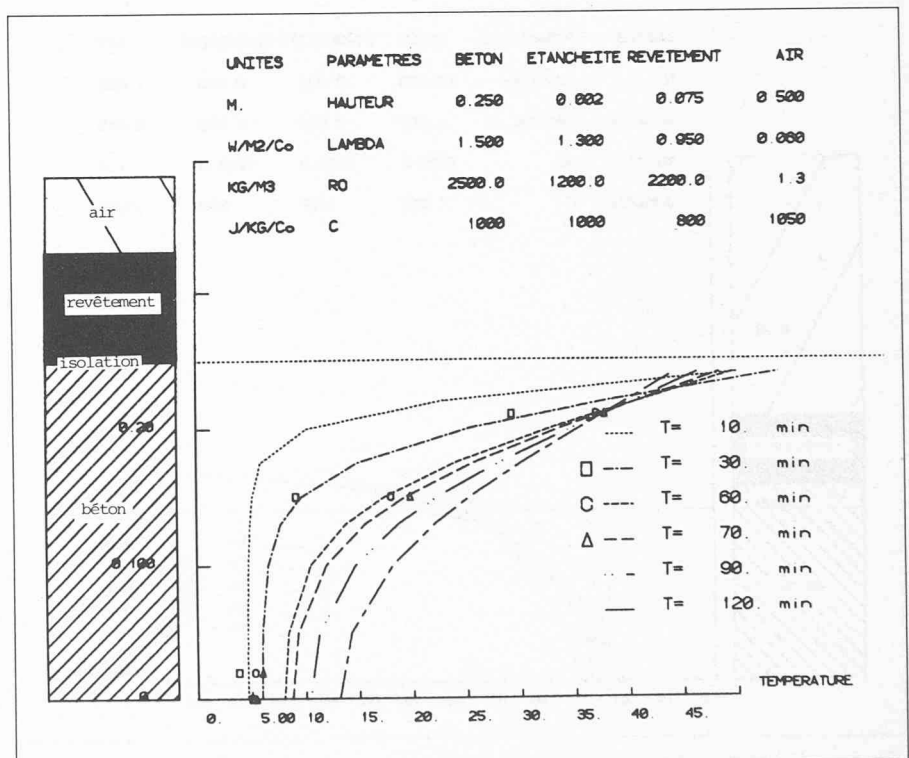


Fig. 6. — Passage supérieur jonction Châtel St-Denis, revêtement provisoire.

- efforts dans une structure isostatique ou pour une structure hyperstatique dans le système de base isostatique;
- efforts dus aux forces hyperstatiques.

Les efforts du type a) ne sont en principe pas déterminants. Pour un système hyperstatique où l'on utilise la méthode des forces, les équations de compatibilité des déformations s'écrivent:

$$\sum a_{ij} \cdot X_j + a_{oi} = 0 \quad \text{pour } j = 1, n$$

Dans cette expression a_{ij} représente la déformation due à l'hyperstatique $X_j = 1$ en i , et a_{oi} représente la déformation du système de base en i soit:

$$a_{oi} = \int N_i \cdot C_1 \cdot dx + \int M_i \cdot 1/r \cdot dx \quad (4)$$

M_i et N_i sont les forces intérieures engendrées dans la section transversale sous l'action de la force unitaire appliquée $X_i = 1$.

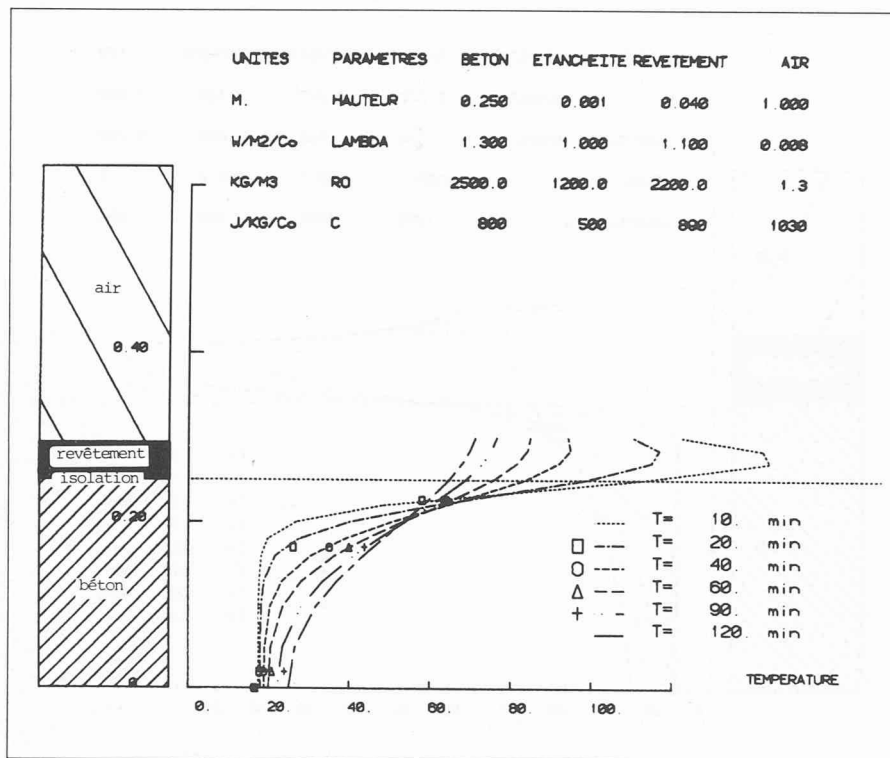


Fig. 7. — Passage supérieur jonction Châtel St-Denis, revêtement définitif.

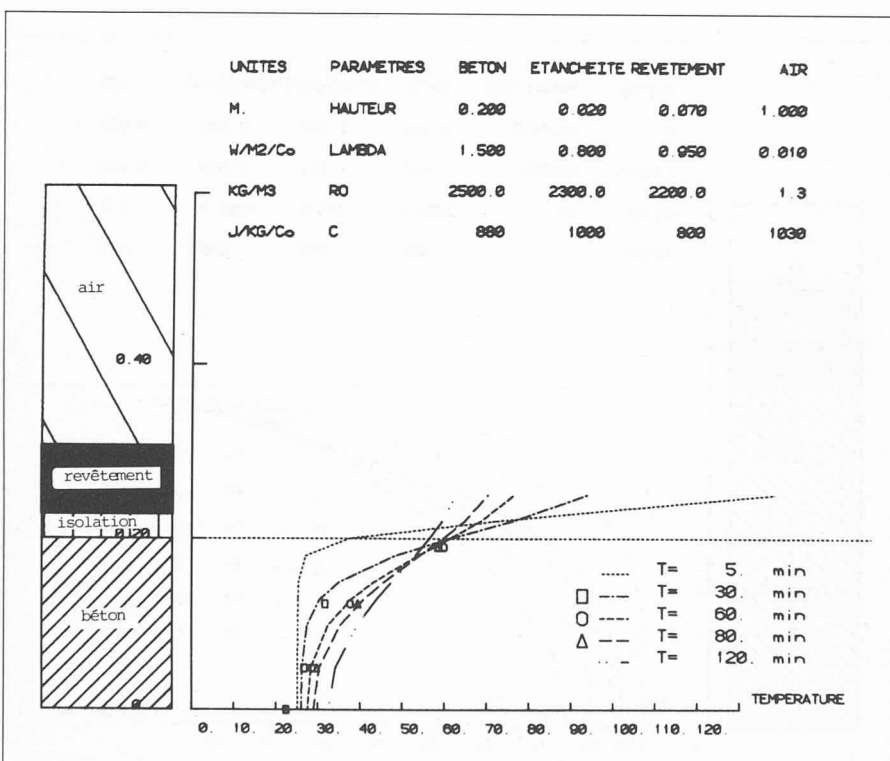


Fig. 8. — Nouveau pont sur la Venoge.

Pour définir C_1 et $1/r$, on se place dans un système de base isostatique et pour une section quelconque on pose:

deux conditions d'équivalence:

$$\sum M = 0; \quad \sum N = 0$$

et une condition de déformation:

$$\varepsilon(y) = C_1 + C_2 \cdot y$$

(hypothèse de Navier-Bernoulli).

En se référant à la figure 11, on voit que le respect de la 1^{re} condition $\sum N = 0$ conduit:

$$\int b(y) \cdot \sigma(y) \cdot dy = 0$$

$$\text{où } \sigma(y) = E \cdot (\alpha \cdot K(y) - C_1 - C_2 \cdot y)$$

$$E \{ \alpha \cdot \int b(y) \cdot K(y) \cdot dy - C_1 \cdot \int b(y) \cdot dy - C_2 \cdot \int b(y) \cdot y \cdot dy \}$$

on constate que:

$$\int b(y) \cdot dy = A, \text{ surface de la section}$$

$$\int b(y) \cdot y \cdot dy = \phi, \text{ moment statique par rapport au centre de gravité}$$

$$\text{en posant } b \cdot P = \int b(y) \cdot K(y) \cdot dy,$$

on obtient:

$$C_1 = \frac{\alpha \cdot b \cdot P}{A} \quad (4)$$

C_1 représente l'allongement relatif au centre de gravité de la section sous l'action du gradient thermique. C'est un des termes de (3). Le respect de la deuxième condition $\sum M = 0$ donne:

$$\int b(y) \cdot y \cdot \sigma(y) \cdot dy = 0$$

$$\text{où } \sigma(y) = E(\alpha \cdot K(y) - C_1 - C_2 \cdot y)$$

$$E \cdot \{ \alpha \cdot \int b(y) \cdot K(y) \cdot y \cdot dy - C_1 \cdot \int b(y) \cdot y \cdot dy - C_2 \cdot \int b(y) \cdot y^2 \cdot dy \} = 0$$

On reconnaît:

$$\int b(y) \cdot y \cdot dy = 0$$

et

$$\int b(y) \cdot y^2 \cdot dy = J$$

J étant le moment d'inertie de la section.

On peut poser

$$\alpha \int b(y) \cdot K(y) \cdot y \cdot dy = b \cdot P \cdot (y_g - d/m)$$

$$C_2 = 1/r = \frac{\alpha \cdot b \cdot P \cdot (y_g - d/m)}{J} \quad (5)$$

$1/r$ est la courbure engendrée dans une section du système de base sous l'action du gradient thermique et $m \approx 5$.

Dans le système de base, la contrainte de compression σ_o , au pied du profil, vient diminuer les efforts de traction dus aux hyperstatiques. Elle a pour expression:

$$\sigma_o = E_{ic} \cdot \{ C_1 + C_2 \cdot (y_g - h_c) \} \quad (6)$$

E_{ic} est le module d'élasticité instantané du béton et h_c est la hauteur du profil. Pour l'intégration des efforts dus à la pose de revêtements chauds dans le dimensionnement, il est judicieux de considérer le cumul des efforts engendré par les facteurs suivants:

- poids propre
- précontrainte, $V_o - 0,7 \cdot \Delta V_o(x)$ [10. chap. 4.4]
- pose de revêtements chauds
- retrait différentiel partiel entretoise-dalle
- diffusion de la réaction d'appui correspondante

et de dimensionner, dans l'état actuel des connaissances, à l'état de service (théorie élastique).

4. Comparaison entre la norme SIA 160 [8], la présente recherche et les normes néo-zélandaises [2] sur un exemple tiré de [2]

L'effet des conditions climatiques, extrait de [2] pour l'ouvrage de référence, se base sur une répartition standard de température (fig. 12).

$$K(y) = (32 - 0,2 \cdot h_r) \cdot (Y/1,2)^5$$

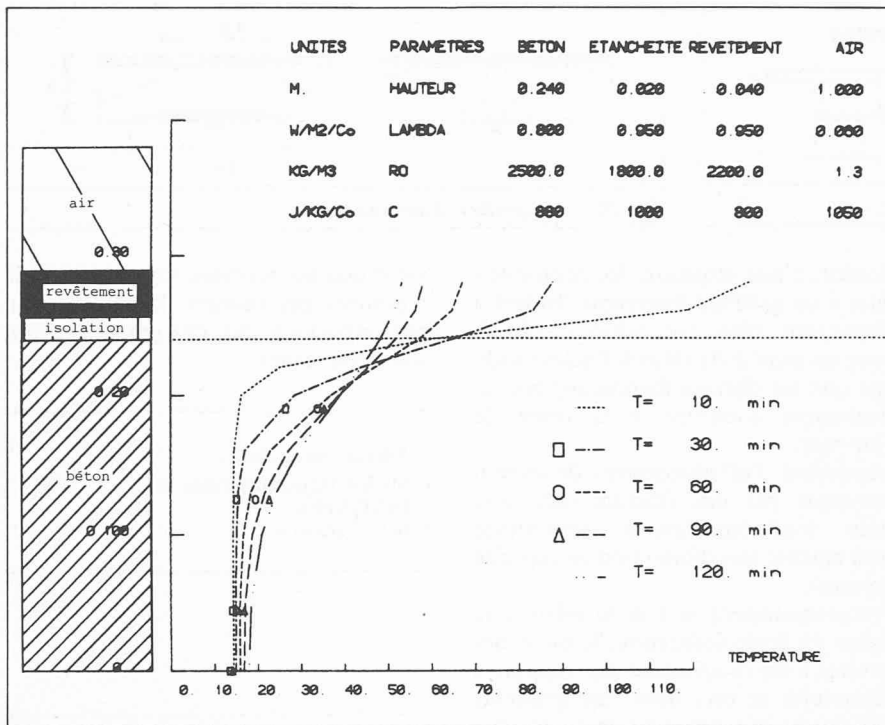


Fig. 9. — Viaduc du Cucloz.

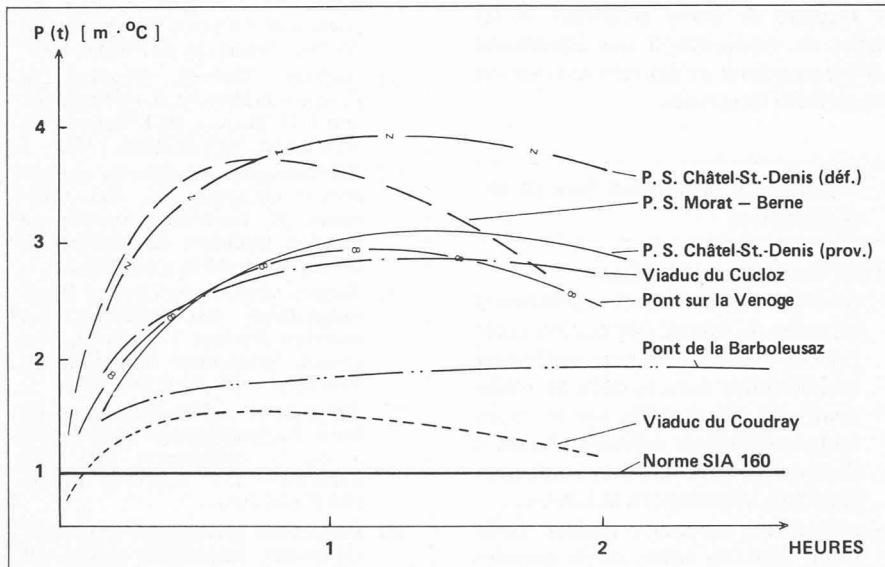


Fig. 10. — Evolution de la fonction P(t).

h_r est l'épaisseur du revêtement et y est l'ordonnée en m. dont l'origine est située à 1,2 m sous la surface du tablier.
 Les caractéristiques de la section sont:
 $A = 1,12 \text{ m}^2$, $J = 0,23 \text{ m}^4$,
 $Y_g = 0,418 \text{ m}$ et $E = 30 \text{ GPa}$.

Le résumé des calculs donne pour les efforts la représentation de la figure 13. Soit à la fibre inférieure:
 Pour le système de base $-2,60 \text{ Mpa}$
 dû aux hyperstatiques $+6,97 \text{ Mpa}$
 total ($t =$ traction) $+4,37 \text{ Mpa}$

Il est à remarquer que, selon [5], la recommandation de [2] serait surévaluée en fonction des résultats d'essais connus.

En se basant sur la théorie proposée: Pour la pose d'un revêtement d'asphalte coulé de 0,04 m d'épaisseur à une température de 230 °C sur un béton sans gradient thermique préalable:

$$(2) \rightarrow P_{\max} = 0,14 \cdot 230 \text{ °C} \cdot (0,04)^{1/2} \cdot (0,2)^{1/2} = 3,73 \text{ °C} \cdot \text{m}$$

$$(5) \rightarrow 1/r = 10^{-5} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 3,73 \text{ °C} \cdot \text{m} \cdot (0,418 \text{ m} - 0,2 \text{ m}/5) / 0,24 \text{ m}^4 = 18,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1}$$

$$(4) \rightarrow C_1 = \frac{10^{-5} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 3,73 \text{ °C} \cdot \text{m}}{1,2 \text{ m}^2} = 9,35 \cdot 10^{-5}$$

$$(6) \rightarrow \sigma_o = 30 \cdot 10^3 \text{ Mpa} \cdot (9,35 \cdot 10^{-5} + 18,4 \cdot 10^{-5} \cdot (0,418 - 1,5)) = -3,17 \text{ Mpa}$$

En reprenant l'exemple de [2] et en utilisant les principes de symétrie (fig. 14):

$$a_{11} = \frac{17^2 \cdot 12,5}{EJ} + \frac{17^3}{EJ} = \frac{5250 \text{ m}^3}{EJ}$$

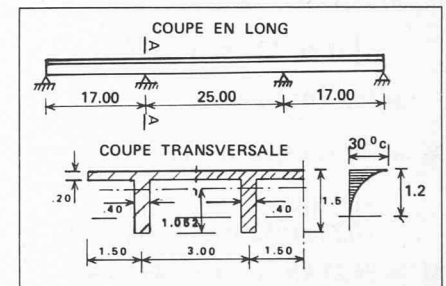


Fig. 12. — Ouvrage de référence.

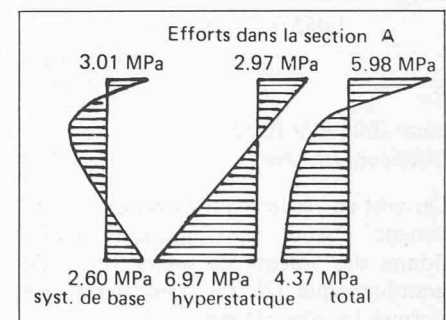


Fig. 13. — Efforts dans la section A-A.

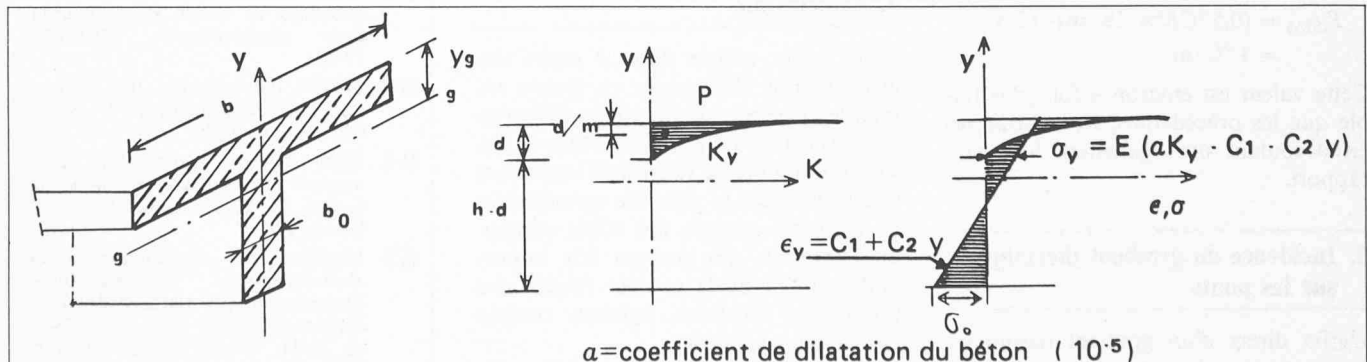


Fig. 11. — Section, répartition de température, allongements relatifs et contraintes dans un système de base.

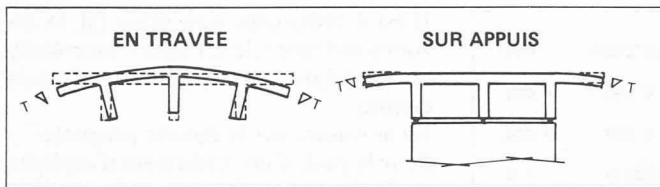


Fig. 15. — Déformations transversales d'un ouvrage.

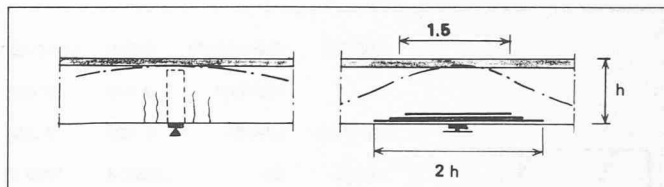


Fig. 16. — Disposition d'armatures.

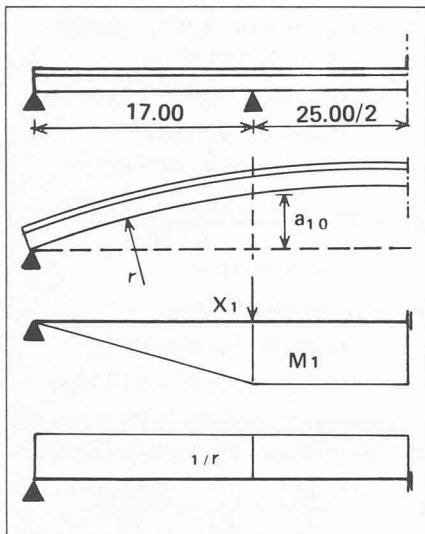


Fig. 14. — Système statique.

$$a_{10} = 18,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1} \cdot \left(17 \text{ m} \cdot 12,5 \text{ m} + \frac{17^2 \text{ m}^2}{2} \right) = 65,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{a_{10}}{a_{11}} = 65,7 \cdot 10^{-3} \text{ m} \cdot 30 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 0,23 \text{ m}^4 / 5250 \text{ m}^3 = 86,25 \text{ kN}$$

$$M = 86,25 \text{ kN} \cdot 17 \text{ m} = 1466 \text{ KNm} = 1,466 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{(X_1)} = 1,466 \text{ MNm} \cdot 1,052 \text{ m} / 0,23 \text{ m}^4 = +6,71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_o = -3,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{contrainte à la fibre inférieure (traction)} = +3,54 \text{ Mpa}$$

On voit en résumé que la pose de revêtement chaud sans gradient initial donne des valeurs de même ordre de grandeur que [2] qui sont parmi les normes les plus sévères.

Pour la comparaison avec la norme SIA 160:

$$P_{(SIA)} = (0,5 \text{ °C/cm} \cdot 20 \text{ cm}) \cdot 0,2 \text{ m} / 2 = 1 \text{ °C} \cdot \text{m}$$

Cette valeur est environ 4 fois plus faible que les précédentes; les contraintes en découlant ont également le même rapport.

5. Incidence du gradient thermique sur les ponts

L'effet direct d'un gradient thermique ne peut en principe pas entraîner la ruine d'un ouvrage, car lors de la plasti-

fication d'une structure, les contraintes dues à un gradient thermique tendent à disparaître, bien que selon [2 § 4.5.4], pour un pont à Auckland, l'auteur indique que les charges thermiques ont sérieusement contribué à la ruine de l'ouvrage.

Cependant, l'affaiblissement de section provoqué par une fracture dans une zone traditionnellement sous-armée peut amener une diminution de capacité portante.

Transversalement, si l'on se réfère à la figure 15 après fissuration, le talon des poutres a un mouvement par rapport à l'entretoise et ceci pour des gradients très faibles tels que ceux créés par des effets climatiques, très répétitifs.

Ce mouvement répété crée des surfaces de fracture de béton poudreux et les bielles de compression qui équilibrent l'effort tranchant ne peuvent se créer sur ces surfaces farineuses.

6. Mesures de prévention lors de la construction

D'une façon générale, il faut:

- proscrire les entretoises faiblement séparées du tablier (séparation créée pour diminuer l'armature supérieure longitudinale dans la dalle de roulement), les efforts créés par le retrait ou la température différentielle entre l'entretoise et la dalle de roulement étant très importants à la liaison;
- mettre une armature passive suffisante dans les zones où la précontrainte compense des efforts de compression importants [6-13] (fig. 16).

Pour les ponts construits en encorbellement, il faut additionner l'effet du gradient aux efforts de redistribution car le revêtement est renouvelé au cours de la vie d'un ouvrage.

7. Conclusion

Cette étude, menée dans le cadre des auscultations d'ouvrages en Suisse romande, a permis de mettre en évidence une des causes les plus fréquentes de fissuration des ponts. Il subsiste cependant une lacune, car la présente contribution ne tient pas compte des effets climatiques initiaux, qui peuvent être importants du fait de la couleur foncée des différentes isolations, agissant comme des capteurs solaires.

Il serait donc recommandable de contrôler au niveau du dimensionne-

ment que les ouvrages sont capables de reprendre ces charges thermiques qui, par opposition aux charges de service, sont bien réelles.

Adresse de l'auteur:

Michel Piguet, ingénieur ETS
IBAP/EPFL
1015 Lausanne

Bibliographie

- [1] Effets de la température dans les ponts. J.-P. JACCOUD, M. PIGUET, D. ANDREY, Séminaire de l'IBAP, 1980.
- [2] Ambient Thermal Response of Concrete Bridges. M. J. N. PRIESTLEY and I. G. BUCKLE. BRU bulletin 42, Wellington, New Zealand, 1979.
- [3] Représentation simplifiée du comportement thermique des toitures-terrasses. R. FOURNIER, Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, avril 1981.
- [4] Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluss und Beheizung von massiven Brücken. T. ZICHNER, Forschung Strassenbau und Strassen. Verkehrstechnik, Heft 212, 1976.
- [5] Température différentielle dans les ponts. Rapport préparé pour le GT 6 de la commission SIA 160 «charges». J.-P. JACCOUD, EPFL-IBAP, mai 1981.
- [6] Budownost predpjatych mostu. F. LEONHARD, Inżynierskie stavby, 10 1981.
- [7] Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. F. KEHLBECK, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1975.
- [8] Normes concernant les charges, la mise en service et la surveillance des constructions. SIA 160, édition 1977.
- [9] Les modèles réduits de structures en génie civil. N. M. DEHOUSSE & R. ARNOLD, Dunod, 1971.
- [10] Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton. Recommandations internationales CEB-FIP, 1978.
- [11] Bulletin d'information 106. Manuel «Sécurité des structures» 1^{re} partie, CEB, janvier 1975.
- [12] Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton. R. FAVRE, M. KOPRINA, A. RADOJICIC, Georgi 1980.
- [13] Ursachen der Rissbildung neben Zwischenstützen durchlaufender Spannbetonträger und ihre Beschränkung auf zulässige Rissbreiten. Thèse de K.-H. WEBER, T. H. Stuttgart, 1967.